

**A Engenharia Militar na prevenção. Proposta de um
sistema de vigilância expedito – Torre de vigilância
modular e portátil**

Hugo Alberto Correia Soares

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Militar

Orientadores:

Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro
Tenente-Coronel de Engenharia Carlos Alberto Rocha Afonso

Júri

Presidente: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Vogal: Professor Doutor Pedro Guilherme Sampaio Viola Parreira

outubro de 2015

Agradecimentos

Por muito forte que seja a componente individual na realização de um estudo de final de mestrado, o mesmo não é possível sem a ajuda de elementos exteriores, sendo que este não fugiu à regra. Como tal, tenho o direito e obrigação de agradecer a quem me ajudou a realizar este trabalho.

Inicialmente quero agradecer ao Professor Doutor Luís Guerreiro pelo acompanhamento e apoio que efetuou ao longo de todo o trabalho como orientador da tese.

Agradecer também ao Tenente-Coronel de Engenharia Rocha Afonso no apoio em relação a todas as especificidades referentes as exigências militares nas estruturas.

Ao Professor Doutor Pedro Mendes, em prol das orientações dadas na consideração da ação variável vento no dimensionamento da estrutura.

Gostaria de agradecer à Inês Vilela, minha namorada, que me apoiou ao longo de toda a dissertação, servindo sempre como um porto de abrigo.

E não menos importante, queria agradecer à minha mãe, Elsa Soares, e ao meu irmão, Nuno Soares, sem eles nada disto seria possível, só com o apoio deles ao longo dos últimos 6 anos é que me foi possível vencer todos os desafios com que me deparei.

Resumo

A presente dissertação teve como objetivo o desenvolvimento de uma torre de vigilância como sistema expedito de observação e apoio no cumprimento de missões do Exército Português.

O estudo desta teve obrigatoriamente em conta a obtenção de uma estrutura final o mais otimizada possível, cuja etapa inicial passou necessariamente pelo levantamento e conhecimento das estruturas semelhantes já existente.

A solução encontrada traduziu-se numa estrutura modular e portátil constituída por uma cabine hexagonal capaz de se colocar em funcionamento a alturas entre os 2 e os 12 metros. Para a sua modelação efetuou-se o estudo de todos os critérios de dimensionamento tendo em atenção não só o Estado Limite Último como o Estado Limite de Serviço por forma a garantir o conforto de utilização além da essencial segurança estrutural.

Após conclusão dessa etapa e identificação dos esforços condicionantes, foram efetuadas todas as verificações de segurança que levaram necessariamente à alteração de alguns elementos inicialmente definidos.

Devido ao facto da estrutura poder ser utilizada com diversas alturas, foi necessário garantir que todos os elementos constituintes na mesma se encontrem em segurança em qualquer das possibilidades, contribuindo assim, para a elaboração do processo de montagem e desmontagem da estrutura.

Palavras-chave

Estrutura Metálica, Torre de Vigilância, Modular, Portátil, Exército Português

Abstract

Promoting a safe environment for the population means not only having the ability to solve problems, with fast and efficient tactics, but also having the army's commitment to act in a strategic mode, preventing risky situations.

This prevention can happen in many ways but one of the most practical and economic techniques is the use of observation. In this context the conception and use of a watch tower may be considered as a proficient option. The design of the tower was done considering an optimal solution which began with the knowledge of similar structures.

The chosen solution was a modular and portable structure that uses a hexagonal cabin able to operate at heights between 2 and 12 meters. The design criteria relating to the Ultimate Limit State and to the Serviceability Limit State was taken into consideration to guarantee structural safety and comfort.

After completing this assignment, all the safety verifications were made and some of the initial elements needed to be changed.

Due to the fact that the watch tower is to be used at diverse heights, all the elements are required to obey safety conditions in all heights, which helped the elaboration of an assembly and dismantling process.

Key words

Metallic Structure, Watchtower, Modular, Portable, Portuguese Army

Índice

1	Introdução	1
1.1	Objetivos do Trabalho	2
1.2	Motivação	2
1.3	Organização	2
2	Enquadramento Geral	5
2.1	Termos e Definições.....	5
2.1.1	Torre de Vigilância.....	5
2.1.2	Módulo e Construção Modular	6
2.1.3	Portátil e Transportável	6
2.1.4	Barreiras Defensivas – do tipo HESCO	7
2.2	Estado de Arte	9
2.2.1	Torre Turística Transportável	9
2.2.2	Skywatch Frontier.....	11
2.2.3	Torres Metálicas Pré-Fabricadas	12
2.2.4	Torre das Nações Unidas	14
2.3	Descrição da solução a adotar	16
3	CrITÉrios de Dimensionamento.....	19
3.1	Segurança Estrutural – Regulamentação	19
3.2	Estados Limites Últimos	19
3.3	Estados Limites de Serviço	20
3.4	Ações.....	20
3.4.1	Ações Permanentes	21
3.4.2	Ações Variáveis	21
3.4.3	Vento	22
3.4.4	Ação Acidental - Sismo	26
3.5	Combinação de Ações	29
3.6	Materiais	30
4	Modelação da Estrutura	33
4.1	Mastro.....	33
4.2	Fundações.....	40
4.3	Estrutura da Cabine.....	43
4.4	Estrutura Final	45
4.5	Análise do modelo	46
4.5.1	Comparação da Geometria	46
4.5.2	Comparação dos Esforços	46
5	Análise de Esforços e Verificação dos Elementos Estruturais	49
5.1	Considerações iniciais.....	49
5.2	Verificação de Segurança das Secções.....	52
5.2.1	Tração.....	52

5.2.2	Compressão	53
5.2.3	Momento Fletor.....	53
5.2.4	Esforço Transverso	54
5.2.5	Torção.....	54
5.2.6	Flexão com Esforço Transverso.....	55
5.3	Verificações de Segurança dos Elementos.....	55
5.3.1	Resistência à Encurvadura - Compressão.....	55
5.3.2	Conclusões	56
5.4	Verificação de Segurança das Ligações	57
5.4.1	Ligações com Cavilhas.....	57
5.4.2	Ligações Soldadas	62
5.5	Verificação de Segurança Global da Estrutura – Equilíbrio	66
5.6	Verificação dos Estados Limites de Serviço	67
5.6.1	Deslocamentos Horizontais.....	68
6	Processo de Montagem e Desmontagem.....	71
6.1	Condições necessárias para a montagem e transporte.....	71
6.2	Quadro de Materiais	72
6.3	Manual de Montagem e Desmontagem	73
7	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros.....	75
7.1	Conclusões	75
7.2	Desenvolvimentos Futuros	76
	Referências Bibliográficas	77
	Anexos.....	79
	Anexo 1 – Esbelteza efetiva, λ , e Índice de cheios, ϕ	79
	Anexo 2 – Esforços obtidos referentes a cada combinação	81
	Anexo 3 – Momentos Torsores Resistentes.....	83
	Anexo 4 – Processo de Montagem.....	84

Índice de tabelas

Tabela 1: Dimensões máximas permitidas no transporte	18
Tabela 2: Ações permanentes consideradas	21
Tabela 3: Sobrecargas consideradas.....	22
Tabela 4: Coeficiente de exposição. Adaptado de NP EN 1991-1-4 AN (2010).....	24
Tabela 5: Força exercida pelo vento	26
Tabela 6: Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas	28
Tabela 7: Características do tipo de terreno. Adaptado da NP EN 1998-1 (2010).....	28
Tabela 8: Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 1, NA da NP EN 1998-1 (2010).....	29
Tabela 9: Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 2, NA da NP EN 1998-1 (2010).....	29
Tabela 10: Combinações de ações consideradas para o dimensionamento da torre de vigilância	30
Tabela 11: Características dos materiais considerados	30
Tabela 12: Esforços resultantes dos modelos de cálculo considerados	38
Tabela 13: Propriedades dos perfis adotados.....	39
Tabela 14: Propriedades dos elementos horizontais e contraventamentos	40
Tabela 15: Características do perfil RHS 90*90*8 [mm]	42
Tabela 16: Características do perfil RHS 100*50*8 [mm]	42
Tabela 17: Deslocamentos verticais do modelo para a estrutura de fundação	43
Tabela 18: Propriedade do perfil CHS 150*100*10 [mm]	44
Tabela 19: Esforços devido à ação do vento segundo Y	47
Tabela 20: Esforços condicionantes dos perfis.....	52
Tabela 21: Verificações de segurança face à tração	53
Tabela 22: Verificações de segurança face à compressão	53
Tabela 23: Verificações de segurança face ao momento fletor	54
Tabela 24: Verificações de segurança face ao esforço transversal	54
Tabela 25: Verificação de segurança face à torção	55
Tabela 26: Verificação de segurança face à encurvadura.....	56
Tabela 27: Características das cavilhas.....	58
Tabela 28: Esforços condicionantes para o dimensionamento das ligações através de cavilhas	58
Tabela 29: Verificação da segurança face ao corte.....	60
Tabela 30: Verificações face ao esmagamento da chapa e das cavilhas	60
Tabela 31: Esforços condicionantes para o dimensionamento dos cordões de soldadura	63
Tabela 32: Verificação dos cordões de soldadura	65
Tabela 33: Verificação dos cordões de soldadura depois da alteração da ligação	66
Tabela 34: Verificação da estabilidade face aos diferentes comprimentos do mastro	67
Tabela 35: Deslocamentos na cabine face à ação do vento	68
Tabela 36: Deslocamentos finais	69

Tabela 37: Características do tipo de terreno. Adaptado de NP EN 1998-1 (2010).....	71
Tabela 38: Quadro de materiais.	72
Tabela 39: Etapas do processo de montagem	73

Índice de figuras

Figura 1: Checkpoint Tower. David Shankbone (2007)	1
Figura 2: Exemplos de torres. Adaptada de Wilan (2014)	5
Figura 3: Exemplificação do conceito módulo.....	6
Figura 4: Exemplo de uma estrutura transportável. Adaptada de Mundo em Fotos (2012)	7
Figura 5: Transporte de estruturas transportáveis por barco. Adaptada de Polit (2012).....	7
Figura 6: Transporte da Ponte Mabey. Adaptada de Defesanet (2013)	7
Figura 7: Ponte Mabey. Adaptada de Plano Brasil (2013)	7
Figura 8: Utilização das barreiras defensivas do tipo HESCO, exemplo 1. Fotografia cedida por TCor Eng Rocha Afonso.....	8
Figura 9: Utilização das barreiras defensivas do tipo HESCO, exemplo 2. Fotografia cedida por TCor Eng Rocha Afonso.....	8
Figura 10: Transporte das barreiras defensivas. Taddei Rashid Awad (2014).....	8
Figura 11: Montagem das barreiras defensivas. U.S. Navy Photo (2009).....	8
Figura 12: Enchimento das barreiras defensivas. Kable (2012)	8
Figura 13: Desmontagem das barreiras defensivas. Adaptado de HESCO (2015).....	8
Figura 14: Torre Turística Transportável. Adaptada de Pequeno (2011)	10
Figura 15: Prédio constituído por 4 módulos TTT. Adaptada de Pequeno (2011)	10
Figura 16: Skywatch Frontier. Adaptada Gormlie (2009)	11
Figura 17: Skywatch Sentinel. Adaptada O'Brien (2010)	11
Figura 18: Interior da Skywath. Adaptada LPD (2013).....	12
Figura 19: Torre metálica da empresa PK. Adaptada de PK (2014)	13
Figura 20: Torre metálica da empresa JBT. Adaptada de JBT (2014)	13
Figura 21: Torre metálica pré-fabricada da empresa PK. Adaptada de PK (2014)	14
Figura 22: Torre UN, 1º exemplo. Fotografia cedida por TCor Eng Rocha Afonso	14
Figura 23: Torre UN, 2º exemplo. Fotografia cedida por TCor Eng Rocha Afonso	14
Figura 24: Fundações da torre da UN. Fotografia cedida por TCor Eng Rocha Afonso	15
Figura 25: Módulos da torre das UN. Fotografia cedida por TCor Eng Rocha Afonso.....	15
Figura 26: Ligação da torre das UN. Fotografia cedida por TCor Eng Rocha Afonso.....	15
Figura 27: Dimensões da cabine [m].....	17
Figura 28: Direções do vento consideradas.....	23
Figura 29: Representação do coeficiente de exposição <i>ce,z</i> . Adaptado da NP EN 1991-1-4 NA (2010)	24
Figura 30: Coeficiente de força <i>cf,0</i> para secções retangulares com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades do elemento. Adaptado de NP EN 1991-1-4 NA (2010).....	25

Figura 31: Torre de vigilância sujeita a uma força sem fundações ou contrapesos.	31
Figura 32: Torre de vigilância com contrapesos sujeita a uma força e respetiva ação dos contrapesos.	31
Figura 33: Sistema de eixos	33
Figura 34: Sistema de eixos global	33
Figura 35: Possíveis soluções estruturais.....	34
Figura 36: Disposição dos cabos para mastro com um elemento vertical.....	34
Figura 37: Disposição dos contraventamentos (traço interrompido)	35
Figura 38: Mastro com 4 elementos verticais principais	35
Figura 39: Modelo de cálculo para o pré-dimensionamento dos perfis segundo X, parte 1	36
Figura 40: Modelo de cálculo para o pré-dimensionamento dos perfis segundo X, parte 2.....	36
Figura 41: Modelo de cálculo para o pré-dimensionamento dos perfis segundo Y, parte 1	37
Figura 42: Modelo de cálculo para o pré-dimensionamento dos perfis segundo Y, parte 2.....	37
Figura 43: Dimensões utilizadas no modelo de cálculo [m]	38
Figura 44: Sistema de ligação dos elementos verticais	39
Figura 45: Representação das ligações constituintes do mastro no modelo em SAP2000	40
Figura 46: Fundação inicialmente considerada com e sem as barreiras defensivas tipo HESCO.....	41
Figura 47: Elementos constituintes da estrutura de fundação	42
Figura 48: Modelação dos apoios da estrutura para se encontrar em consola	43
Figura 49: Estrutura de suporte da cabine	43
Figura 50: Modelo de cálculo para a definição da estrutura da cabine	44
Figura 51: Estrutura da cabine modelada	45
Figura 52: Torre de vigilância modelada	45
Figura 53: Terminologia.....	47
Figura 54: Ligação dos elementos verticais do mastro [m].....	50
Figura 55: Ligação dos elementos horizontais e contraventamentos [m].....	51
Figura 56: Eixos referentes aos perfis utilizados	52
Figura 57: Pormenor da ligação do mastro com a estrutura de suporte.....	57
Figura 58: Cavilha, Exemplo tipo	58
Figura 59: Requisitos geométricos. Adaptado de NP EN 1993-1-8 (2010)	58
Figura 60: Medidas de extremidade do perfil CHS 60.3*5.0 [m].....	58
Figura 61: Exemplo da ligação para os contraventamentos e perfis horizontais.....	58
Figura 62: Modelo de cálculo das cavilhas nos perfis 88.9*5.0, $d=0.03$ [m], elementos verticais	59
Figura 63: Modelo de cálculo das cavilhas nos perfis 60.3*5.0, $d=0.016$ [m], contraventamentos	59
Figura 64: Alteração dos perfis [m]	62
Figura 65: Ligação condicionante	63
Figura 66: Modelo de cálculo para o dimensionamento do cordão de soldadura, parte 1	64
Figura 67: Modelo de cálculo para o dimensionamento do cordão de soldadura, parte 2	64
Figura 68: Pormenor da alteração da ligação do suporte de terras e mastro.....	65
Figura 69: Alteração do modelo de cálculo para o dimensionamento do cordão de soldadura	66

Figura 70: Disposição dos módulos por fundação	67
Figura 71: Local da medição dos deslocamentos	68
Figura 72: Deslocamento na ligação devido a esforço axial [m].....	69
Figura 73: Local onde se verificou o deslocamento devido à folga nas ligações	69
Figura 74: Pormenor do elemento 60.3*5.0 [1m]	72
Figura 75: Sistema de fixação pretendido para as escadas. Adaptado de Andaimes Martins (2015) .	73

Lista de Abreviaturas

Na seguinte lista é apresentada a simbologia adotada ao longo da dissertação, com o objetivo de se identificar mais facilmente todas as abreviaturas utilizadas.

Letras maiúsculas latinas

A	– Área da secção
A_m	– Área da estrutura de fundação
A_{net}	– Área útil da secção
A_{ref}	– Área de referência
A_v	– Área resistente ao esforço transversal
NA	– Anexo Nacional
C_d	– Valor limite do critério de utilização
D	– Diâmetro do perfil
E	– Módulo de elasticidade
EL	– Estados Limites
ELS	– Estados Limites de Serviço
ELU	– Estados Limites Últimos
EN	– Norma Europeia
E_d	– Efeito das ações
E_{du}	– Efeitos das ações especificadas no critério de utilização
$E_{d,dst}$	– Efeito das ações destabilizantes
$E_{d,stb}$	– Efeito das ações estabilizantes
$F_{b,Ed}$	– Valor da resistência em relação à pressão diametral atuante
$F_{b,Rd}$	– Valor da resistência em relação à pressão diametral resistente
F_D	– Força distribuída
F_{Ed}	– Valor de cálculo do esforço atuante
FND	– Força Nacional Destacada
F_R	– Resultante vertical
$F_{v,Ed}$	– Valor de cálculo do esforço de corte atuante
$F_{v,Rd}$	– Valor da resistência ao corte da cavilha
$F_{w,Ed}$	– Valor de cálculo do esforço atuante por unidade de comprimento

$F_{w,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento
 $F_{W(z)}$ – Força exercida pelo vento em função da altura z
JBT – JBT Telecom
 $H(a_{gR})$ – Taxa anual de excedência
 K_O – Constante relacionada com a localização do estudo
 M_{Ed} – Valor de cálculo do momento fletor atuante
 $M_{Ed,b}$ – Momento na base da estrutura
 $M_{pl,Rd}$ – Valor de cálculo do momento fletor resistente
NP – Norma Portuguesa
 N_m – Número de módulos HESCO
 $N_{c,Ed}$ – Valor de cálculo do esforço normal de compressão
 $N_{b,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido
 $N_{pl,Rd}$ – Valor de cálculo do esforço normal resistente de tração
 $N_{t,Ed}$ – Valor de cálculo do esforço normal de tração
 $N_{u,Rd}$ – Valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil
Peso tot – Peso total
PK – Porta-King Building Systems
PP – Peso próprio
 $Q_{k,1}$ – Ação variável base
RCP – Restante carga permanente
SC – Sobrecargas
Smax – Parâmetro definidor do espectro de resposta elástico
 R_d – Resistência face ao efeito das ações
 R_{fund} – Reação na estrutura da fundação
TCor Eng – Tenente-Coronel de Engenharia
TTT – Torre Turística Transportável
 T_{Ed} – Valor de cálculo momento torsor atuante
 T_R – Período de retorno
 T_{Rd} – Valor de cálculo do momento torsor resistente da secção transversal
UN – Nações Unidas
 $V_{chapa\ de\ aço}$ – Volume das chapas de aço
 V_{Ed} – Valor de cálculo esforço transversal atuante
 V_m – Volume de um módulo HESCO
 $V_{pl,Rd}$ – Valor de cálculo do esforço transversal resistente
 $\sum_{j \geq i} G_{k,j}$ – Somatório das ações permanentes
 $\sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ - Somatório das ações variáveis

Letras minúsculas latinas

a – Distância entre o furo do perfil e o fim do mesmo na direção do esforço atuante

a_g – Aceleração de superfície

$a_{gR(475)}$ – Aceleração máxima de referência

b – Altura da secção retangular

c – Distância entre o furo do perfil e o fim do mesmo na direção perpendicular ao esforço atuante

c_i – Comprimento dos perfis

c_{dir} – Coeficiente de direção

$c_e(z)$ – Coeficiente de exposição em função da altura z

c_f – Coeficiente de forma

$c_{f,0}$ – Coeficiente de forma para elementos de secção retangular

$c_s c_d$ – Coeficiente estrutural

c_{season} – Coeficiente de sazão

d – Largura da secção retangular

$dist$ – Distância entre o ponto de aplicação da ação do vento e a base da estrutura

$f_{h,Rd}$ – Valor de cálculo da tensão diametral resistente

f_{up} – Tensão de rotura à tração da cavilha

f_{ur} – Valor nominal da tensão de rotura à tração da peça ligada mais fraca

$f_{vw,d}$ – Valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura

f_y – Tensão de cedência

g – Espessura do cordão de soldadura

i – Raio de giração

n – Número de anos de vida útil

k – Constante relacionada com a perigosidade sísmica

l – Vão do perfil

l_0 – Comprimento de encurvadura

$p_{50}(x > m)$ – Probabilidade de ser excedido um determinado nível m de ação sísmica num período de 50 anos

$p_{50}(x \leq m)$ – Probabilidade de não ser excedido um determinado nível m de ação sísmica num período de 50 anos

q – Coeficiente de comportamento

q_b – Pressão dinâmica de referência

$q_p(z)$ – Pressão dinâmica de pico em função da altura z

ser – Critério referente aos Estados Limites de Utilização

t – Espessura do perfil

v_b – Valor de referência da velocidade do vento

$v_{b,0}$ – Valor básico da velocidade de referência do vento

w_{el} – Módulo de flexão plástico

w_{pl} – Módulo de flexão plástico

Letras gregas

α – Fatores de imperfeição

β_w – Fator de correlação

$\gamma_{aço}$ – Peso volúmico do aço

γ_i – Coeficiente de importância

γ_{M0} – Coeficiente parcial de segurança

γ_{M1} – Coeficiente parcial de segurança

γ_{M2} – Coeficiente parcial de segurança

$\gamma_{M6,ser}$ – Coeficiente parcial de segurança

γ_{Q1} – Coeficiente de segurança da ação variável base

$\gamma(enc)$ – Peso volúmico do material de enchimento

δ – Deslocamento

δ_{max} – Deformada máxima admissível

ε – Extensão do perfil

λ – Esbelteza

$\bar{\lambda}$ – Esbelteza normalizada

ρ – Massa Volúmica do ar

$\sigma_{h,Ed}$ – Valor de cálculo da tensão diametral de contacto atuante

$\sigma_{média}$ – Tensão média

σ_{adm} – Tensão admissível do terreno

φ – Índice de cheios

χ – Coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante

ψ_r – Coeficiente de redução para secções quadradas com cantos arredondados

ψ_λ – Coeficiente de efeitos de extremidade para elementos cujas extremidades sejam livremente contornadas pelo vento

1 Introdução

A Arma de Engenharia do Exército Português desenvolve atividades tanto em tempo de guerra como em tempo de paz, muitas vezes em conjunto com forças de proteção civil, a nível nacional, e com exércitos de países aliados e amigos, a nível internacional. Devido ao elevado espectro de missões, a mesma necessita de estar habilitada a executar um vasto número de atividades e tarefas.

Com o objetivo de contribuir para melhorar as capacidades e meios orgânicos da Engenharia Militar portuguesa no cumprimento das suas diversas missões, este trabalho tem como objetivo propor uma torre de vigilância modular e portátil. Estas duas características têm como funções adaptar a torre de vigilância às exigências das missões.

É de realçar que, a disposição de uma estrutura em módulos faz com que esta seja facilmente transportada, montada e desmontada e que possa apresentar disposições diferentes consoante as necessidades da mesma. No caso da torre de vigilância, permite-se que esta apresente alturas diferentes conforme as necessidades do espaço em que será inserida e da tarefa a desempenhar.

Por outro lado, o carácter portátil da torre de vigilância permite que a mesma seja utilizada um sem número de vezes e possa ser facilmente transportada.

A torre de vigilância poderá ser utilizada em variadas missões, tais como:

- Posto de observação em caso de catástrofe;
- Vigilância de campos de refugiados;
- Vigilância e controle de itinerários, áreas e edifícios a partir de um plano superior que garanta uma distância de segurança;
- Vigilância de perímetros defensivos;
- Torre de controlo em pistas de aviação improvisados no campo de batalha;
- Vigilância de linhas fronteiriças;
- Posto de vigia na deteção de incêndios em fase precoce (ver Figura 1).



Figura 1: Checkpoint Tower. David Shankbone (2007)

1.1 Objetivos do Trabalho

Este trabalho tem como objetivo o estudo de uma estrutura para utilização pela Engenharia Militar portuguesa no cumprimento de missões atribuídas a forças militares. A estrutura corresponde a uma torre de vigilância modular e portátil, com o objetivo subsequente de se poder adaptar a um vasto leque de missões.

1.2 Motivação

Encontrar motivação para a realização desta dissertação foi algo simples. Inicialmente surge, com o objetivo de terminar o curso de Engenharia Militar com um tema com o qual me identificasse, nomeadamente no ramo das estruturas. De seguida, prendeu-se com o objetivo de contribuir com uma mais-valia para a instituição na qual me encontro. Contribuir, no sentido em que as capacidades que adquiri ao longo do meu percurso na Academia Militar pudessem ser canalizadas para o aumento das valências e meios do Exército Português.

A torre de vigilância que pretendo desenvolver com esta dissertação apresenta um aumento de autonomia na execução das missões do Exército Português, visto que é uma estrutura que as poderá apoiar no seu cumprimento. Atualmente, as Forças Nacionais Destacadas (FND) têm sido apoiadas por organizações internacionais que fornecem estruturas idênticas. Com o resultado desta dissertação será possível melhorar os meios do Exército Português, aumentar o seu potencial de combate e a sua autonomia.

1.3 Organização

No sentido de realizar um estudo estruturado e de fácil compreensão, a exposição deste trabalho encontra-se dividido em 7 capítulos.

O primeiro capítulo apresenta uma introdução sobre o tema da dissertação bem como os seus objetivos e a motivação que levou à realização da mesma.

No segundo capítulo é efetuado um enquadramento geral do tema, onde inicialmente são apresentados alguns termos e definições importantes para a correta compreensão do trabalho. Em seguida, são apresentados alguns trabalhos já realizados na área, sendo este capítulo finalizado com a descrição da solução a adotar.

Por sua vez no terceiro capítulo, é feito um enquadramento face à segurança estrutural e a regulamentação utilizada para a verificação de segurança estrutural através da consideração dos estados limites últimos (ELU) e estados limites de serviço (ELS). A definição das ações também se encontra neste capítulo, sendo cuidadosamente explicadas e justificadas. Finalmente, são definidas as combinações de ações e os materiais considerados.

Depois de definidas as ações e os materiais, é apresentada no quarto capítulo a modelação da estrutura no programa de cálculo *SAP2000*. Ao longo deste capítulo são apresentados os critérios de pré-dimensionamento utilizados para a definição de todos os elementos constituintes da torre de vigilância. No final do capítulo, são apresentados 2 métodos utilizados para comparar os resultados obtidos segundo o modelo de cálculo e os valores esperados através de cálculo manual.

A análise de esforços e a verificação de todos os elementos estruturais encontra-se no quinto capítulo, onde são efetuadas todas as verificações inerentes ao correto dimensionamento da estrutura.

No sexto capítulo são apresentados e pormenorizados todos os elementos constituintes da torre de vigilância sendo que, em seguida, são apresentadas as características para a montagem da estrutura e o seu processo de montagem e desmontagem.

Finalmente, no sétimo capítulo, são apresentadas as conclusões da dissertação e os trabalhos futuros possíveis e pertinentes de realizar.

2 Enquadramento Geral

É fundamental enquadrar o dimensionamento da torre de vigilância modular e portátil. Para efetuar esse enquadramento é necessário numa primeira fase esclarecer conceitos referidos ao longo da dissertação e, numa segunda fase, fazer a apresentação de estruturas existentes e que irão ajudar na compreensão da solução que se pretende projetar.

2.1 Termos e Definições

Este subcapítulo tem como objetivo clarificar o significado de termos indispensáveis, nomeadamente: a torre de vigilância; o módulo, a construção modular e a distinção entre portátil e amovível.

2.1.1 Torre de Vigilância

O termo “torre de vigilância” está associado a uma construção esbelta que tem como principal função permitir a observação de uma determinada área, local ou objeto. De acordo com a Norma Europeia (EN) 1993-3-1 (2006), o termo “torre” refere-se a uma estrutura treliçada de aço autoportante de secção triangular, quadrada, retangular, circular ou poligonal, Figura 2.



Figura 2: Exemplos de torres. Adaptada de Wilan (2014)

2.1.2 Módulo e Construção Modular

Segundo Bergatto (2005), o módulo consiste numa unidade de medida com a função de ordenar os elementos construtivos através de um critério de regularidade. A unidade de medida pode ser interpretada como um elemento que é repetido durante o processo construtivo obtendo assim uma técnica construtiva baseada na sua repetição.

Através desta técnica construtiva é possível edificar estruturas mais rapidamente pois o método de construção é replicado ao longo de toda a construção. Na Figura 3, o módulo consiste num cubo e, consoante a estrutura que se pretende obter, é possível a adição de outros módulos com diferentes disposições. Contudo, para a correta utilização deste método, é necessário que a unidade de medida se encontre dimensionada para a situação mais condicionante.

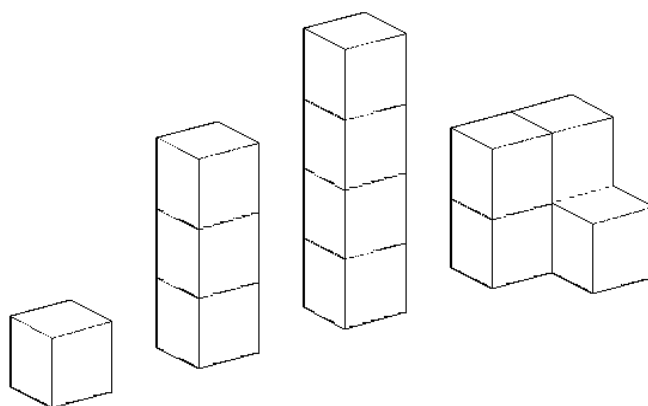


Figura 3: Exemplificação do conceito módulo

Segundo Patinha (2011), a construção modular consiste numa metodologia de construção em que, através da utilização de módulos, se pretende racionalizar o processo de construção. Esta racionalização permite agilizar todos os procedimentos desde a fase de projeto até à montagem final. A fase de projeto é caracterizada pelo período onde ocorre a definição da disposição dos elementos entre si e toda a envolvente e esses elementos já se devem encontrar pré-definidos e dimensionados. O processo de construção é caracterizado por duas fases: a conceção dos módulos e a implantação dos mesmos. Nestas fases observam-se a repetição de processos possibilitando a diminuição de custos e a adoção de melhores sistemas de controlo de qualidade.

2.1.3 Portátil e Transportável

Portátil e transportável são dois conceitos muito idênticos sendo que a diferença existente entre eles se deve à facilidade com que um elemento é movimentado de um local para o outro. Um elemento portátil é facilmente transportado, enquanto que um elemento transportável apresenta um difícil processo de transporte. Há que acrescentar que durante a deslocação dos elementos é necessário garantir que não são infringidos danos e que as suas funcionalidades não são comprometidas.

Na Figura 4 e na Figura 5 são apresentados exemplos de estruturas transportáveis.



Figura 4: Exemplo de uma estrutura transportável. Adaptada de Mundo em Fotos (2012)



Figura 5: Transporte de estruturas transportáveis por barco. Adaptada de Polit (2012)

Como se pode observar na Figura 4 e na Figura 5 é possível fazer o transporte das estruturas, desde que as mesmas sejam desenvolvidas e dimensionadas para este fim. Pode-se constatar, no entanto, que o seu transporte não é tarefa prática e engloba alguma complexidade.

Na Figura 6 e na Figura 7 é apresentada a Ponte Mabey, como exemplo de uma estrutura portátil.



Figura 6: Transporte da Ponte Mabey. Adaptada de Defesanet (2013)



Figura 7: Ponte Mabey. Adaptada de Plano Brasil (2013)

Como se pode observar na Figura 6 o transporte da ponte é efetuado em camiões, o que permite a sua fácil movimentação. Na Figura 7 podemos observar a estrutura em serviço, o que permite concluir que esta apesar das suas grandes dimensões pode ser facilmente deslocada e montada noutro local, representado assim uma estrutura portátil.

2.1.4 Barreiras Defensivas – do tipo HESCO

As barreiras defensivas do tipo HESCO (HESCO 2015), correspondem a um sistema de barreiras desenvolvidas para a proteção de forças militares em teatros de operações com elevado nível de ameaça, sendo constituídas por uma malha de arame de aço soldada com cordões de zinco-alumínio que é revestida por um geotêxtil de polipropileno. Na Figura 8 e na Figura 9 apresentam-se exemplos de utilização dessas barreiras defensivas pelo Exército Português.



Figura 8: Utilização das barreiras defensivas do tipo HESCO, exemplo 1. Fotografia cedida por TCor Eng Rocha Afonso

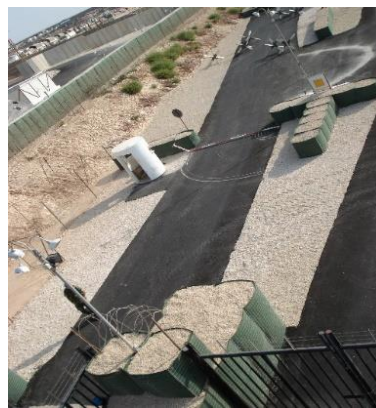


Figura 9: Utilização das barreiras defensivas do tipo HESCO, exemplo 2. Fotografia cedida por TCor Eng Rocha Afonso

As barreiras encontram-se disponíveis em unidades recuperáveis e não recuperáveis e em vários tamanhos, ajustáveis às exigências do terreno e da ameaça. A proteção é garantida pelo material de enchimento, normalmente inertes de granulometria extensa.

O transporte e montagem das barreiras defensivas é bastante prático e fácil. Na Figura 10, Figura 11, Figura 12 e na Figura 13 é apresentado o modo de transporte, a sua montagem, o enchimento e por último a desmontagem do equipamento.



Figura 10: Transporte das barreiras defensivas. Taddei Rashid Awad (2014)



Figura 11: Montagem das barreiras defensivas. U.S. Navy Photo (2009)



Figura 12: Enchimento das barreiras defensivas. Kable (2012)

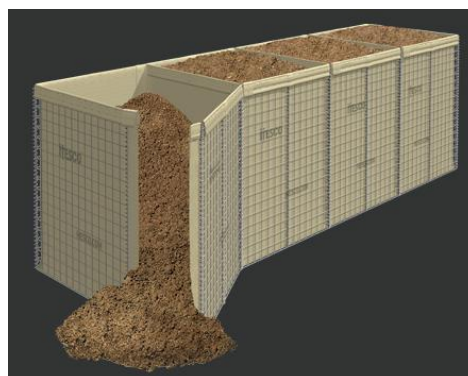


Figura 13: Desmontagem das barreiras defensivas. Adaptado de HESCO (2015)

2.2 Estado de Arte

Este subcapítulo tem como objetivo fazer um enquadramento sobre as estruturas modulares existentes, sendo que estas apresentam conceitos idênticos à estrutura que se pretende projetar nesta dissertação que, de algum modo, podem ser aproveitados para o dimensionamento da mesma.

As soluções são apresentadas de forma a que as suas características possam ser facilmente compreendidas. Depois de identificadas as soluções, é feita uma abordagem sobre os aspetos que podem e devem ser considerados na conceção da torre de vigilância e os que não devem ser considerados com a respetiva justificação.

As soluções apresentadas são as seguintes: Torre Turística Transportável, Skywatch Frontier, Torres metálicas pré-fabricadas e Torre das Nações Unidas, torre esta que é utilizada em teatros de operações pelo Exército Português.

2.2.1 Torre Turística Transportável

A Torre Turística Transportável (TTT), Figura 14, foi concebida por José Pequeno em parceria com a empresa Domingos da Silva Teixeira (DST), e Universidade do Minho.

A parceria tinha como objetivo projetar uma estrutura com um design habitável aproximando-se o mais possível da natureza, materializando-se através de uma solução sustentável, polivalente e com um processo construtivo que reduzisse ao máximo os impactos naturais.

Segundo Pequeno et. al. (2011), os princípios arquitetónicos basearam-se nos seguintes aspetos: turismo e mobilidade; urbanidade e modularidade; sustentabilidade e materiais, e energia e tecnologia construtiva.

Através destes quatro princípios, toda a estrutura foi pensada e projetada, começando pelos materiais utilizados: metal, vidro e madeira.

A utilização do metal assume-se como tendo em vista uma política de reutilização, a facilidade de produção e a redução do impacto construtivo. Segundo a parceria de construção da TTT, a madeira recorre de uma nova geração de processos construtivos onde a matéria-prima é 100% renovável. Por sua vez, o vidro foi escolhido como um dos materiais essenciais, primeiro por ser 100% reciclável e em segundo por permitir que a estrutura tenha menos gastos de energia por apresentar grandes áreas de iluminação natural, contudo embora apresente desvantagens ao nível da climatização.

Devido aos materiais utilizados e ao processo construtivo, a TTT constituiu-se como um módulo pré-fabricado pronto a habitar, podendo funcionar na vertical e na horizontal, aspeto este conseguido através do aumento da rigidez da estrutura. A TTT apresenta outra valência, a modularidade, que permite, quando disposta na horizontal, a sobreposição de vários módulos, proporcionando várias soluções habitacionais, Figura 15. Podem-se assim reter dois aspetos inovadores e dinamizadores da estrutura: a possibilidade da multifuncionalidade e da mobilidade da estrutura.



Figura 14: Torre Turística Transportável.
Adaptada de Pequeno (2011)



Figura 15: Prédio constituído por 4 módulos
TTT. Adaptada de Pequeno (2011)

Em relação ao transporte, pode efetuar-se pelas vias terrestre, marítima e aérea e, chegada ao local de implantação, a estrutura pode ser rapidamente montada. A rapidez da montagem deve-se ao facto da estrutura estar equipada com 4 pontos de fixação que possibilitam que a mesma seja manobrada por guias. Quando disposta na vertical, a torre apresenta 3 pisos que totalizam 9 metros de altura com uma área de implantação de 10 m² (Pequeno et. al., 2011).

Os conceitos essenciais desta estrutura, que serão tidos em conta no dimensionamento da torre de vigilância, são os que dizem respeito à modularidade, à pré-fabricação, ao transporte e à multifuncionalidade.

Em relação à modularidade, isto é, capacidade da torre se dispor por módulos, tal permite que em situação de construção, esta se faça com rapidez além de fornecer a possibilidade de diferentes disposições com o acoplamento ou desacoplamento dos diversos módulos.

No que toca à pré-fabricação, tem-se mais uma vez o intuito de acelerar a construção visto que no local de implantação apenas se devem efetuar ligações rápidas entre os vários módulos.

Por sua vez, o transporte da estrutura constitui um aspeto importante, pois torna-se necessário dimensionar a estrutura de forma a garantir que o seu transporte seja possível pelas diversas vias de comunicação e que o mesmo se proceda de forma segura sem que a estrutura seja danificada.

Finalmente, o critério da multifuncionalidade é um critério que enriquece a estrutura permitindo que a mesma seja utilizada no cumprimento de várias atividades e não numa única função.

Por outro lado, a TTT apresenta características que não se enquadram com a torre de vigilância que se pretende projetar com esta dissertação, nomeadamente, o impacto no terreno para a sua implantação e as dimensões dos módulos.

Para a implantação desta torre é necessário executar fundações. Esta necessidade faz com que o tempo de montagem da torre seja elevado assim como o impacto na envolvente.

As elevadas dimensões dos módulos condicionam o transporte e a utilização da estrutura, pois caso seja necessário uma infraestrutura com quatro pisos são necessários quatro módulos na horizontal ou dois na vertical, que é equivalente a seis pisos.

2.2.2 Skywatch Frontier

A Skywatch Frontier (Flir, 2014), Figura 16, é uma torre móvel e elevatória projetada pela empresa Flir, com o objetivo principal de aumentar as capacidades de vigilância das forças militares. Esta empresa também desenvolveu um modelo no âmbito civil, a Skywatch Sentinel, Figura 17, sendo que as principais diferenças observadas entre os dois modelos devem-se à capacidade de acoplar armas e o aumento das capacidades de comunicação com o exterior.

Segundo a empresa Flir (2014), a Skywatch tem inúmeras aplicações, tais como: proteção de fronteiras, segurança portuária, resposta a catástrofes, gestão e controlo de multidões, vigilância de longo alcance, vigilância de estacionamento, gestão de tráfego e vigilância de áreas de alto risco. Para desempenhar estas funções, o equipamento foi desenvolvido de modo a permitir que a integração dos equipamentos de vigilância fosse personalizado.

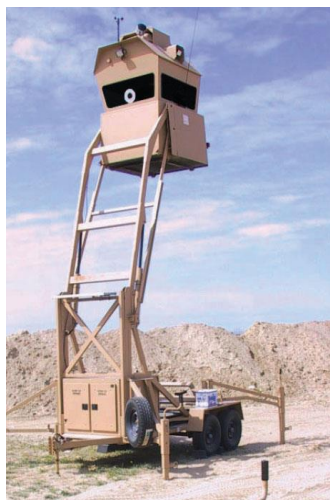


Figura 16: Skywatch Frontier.
Adaptada Gormlie (2009)



Figura 17: Skywatch Sentinel. Adaptada O'Brien (2010)

Esta torre foi desenvolvida para ser utilizada por um elemento, podendo em alguns casos ser ocupada por 2 elementos, Figura 18. Convém referir que os vidros escurecidos impedem a visão para o interior da cabine por um elemento no exterior da mesma. A cabine pode ser elevada até uma altura de 7.30 metros num tempo de 44 segundos e apresenta as dimensões em planta de 1.50x1.40 (m), segundo a empresa Sojitz Aerospace Corporation (2014).

A Skywatch Frontier, consoante a missão a desempenhar, pode ser equipada com diferentes elementos, tais como: radares, câmaras de vigilância diurnas e noturnas, câmaras térmicas, megafones e holofotes. A cobertura foi desenvolvida de modo a que os equipamentos necessários ao cumprimento da missão possam ser instalados na mesma, apresentando uma capacidade de suporte máxima de 227 (Kg) ou de 181 (Kg) se a estrutura for blindada, de acordo com os valores apresentados pela empresa Sojitz Aerospace Corporation (2014). A torre móvel apresenta também um sistema de nivelamento hidráulico que permite que a estrutura seja elevada em terrenos inclinados.



Figura 18: Interior da Skywatch. Adaptada LPD (2013)

Devido às características referidas a Skywatch constituiu-se como um bom equipamento para missões de vigilância temporárias e móveis.

A estrutura apresenta várias características que serão úteis para o dimensionamento da torre de vigilância modular e portátil, nomeadamente, a sua multifuncionalidade, capacidade de acoplação de equipamentos, vidros escurecidos e blindagem.

A multifuncionalidade revela-se extremamente importante visto que as forças militares e de segurança executam um campo alargado de missões. A capacidade de ser equipada com diferentes elementos, permite assim o aumento da sua multifuncionalidade.

É de referir que os vidros escurecidos e a blindagem apresentam-se como duas características extremamente importantes, visto que aumentam o grau de proteção dos elementos que se encontrem dentro da cabine.

Por sua vez, a Skywatch apresenta algumas características que não se identificam com a torre de vigilância modular e portátil que se pretende desenvolver com este trabalho, nomeadamente as falhas de segurança que apresenta. Por exemplo, perante a missão de vigilância de um determinado objetivo, a mesma só pode deixar de ser efetuada se existirem ordens para tal. Na Skywatch observa-se que quando se efetua a troca do elemento que se encontra dentro da cabine é necessário que esta desça e volte a ser elevada. Este processo constitui uma falha de segurança, pois durante um certo período de tempo a vigilância é seriamente comprometida. Portanto, no dimensionamento da torre de vigilância é necessário ter este aspeto em atenção, o que pode ser conseguido com o aumento das dimensões da mesma de forma a que a troca dos elementos de vigilância não equivalha a perda temporária da observação.

2.2.3 Torres Metálicas Pré-Fabricadas

As empresas Porta-King Building Systems (Porta-King Building Systems, 2015) e JBT Telecom (JBT Telecom, 2015), especialistas na construção de estruturas metálicas, têm um dos seus campos de aplicação nas torres metálicas pré-fabricadas. Embora sejam mencionadas apenas estas duas empresas, é de referir que os seus modelos são transversais a inúmeras outras que possuem estruturas semelhantes. A Porta-King Building Systems (PK) e JBT Telecom (JBT) apresentam vários tipos de

torres pré-fabricadas com características diversas ao nível da área de implantação, altura, área da cabine, entre outras, mas também apresentam características transversais, que serão apresentadas em seguida. Na Figura 19 e na Figura 20 é possível observar dois exemplos de estruturas metálicas pré-fabricadas apresentados pelas duas empresas anteriores.

As soluções apresentadas foram desenvolvidas e concebidas com o intuito de serem estruturas económicas, resistentes, duráveis e de rápida implantação, sendo estas características transversais.

A pré-fabricação das torres diminui os tempos necessários para implantação e montagem. Outra vantagem assegurada pela pré-fabricação é a redução das perdas de fabricação, resultando numa produção mais controlada dos vários componentes, nomeadamente das ligações soldadas. Todas as ligações soldadas necessárias são efetuadas nesta fase, facilitando a rapidez de montagem visto que em obra apenas serão efetuadas as ligações aparafusadas.

A resistência e a durabilidade das estruturas são obtidas através da escolha do material, que deve fornecer resistência face às condições ambientais a que a torre pode estar sujeita.



Figura 19: Torre metálica da empresa PK.
Adaptada de PK (2014)



Figura 20: Torre metálica da empresa JBT.
Adaptada de JBT (2014)

As soluções apresentadas pelas empresas mostram algumas características pertinentes para a torre de vigilância como a resistência, a durabilidade e a rápida implantação.

A torre de vigilância deve apresentar estas características visto que assim lhe será conferida outra característica importante: a capacidade de reutilização com desgaste reduzido. As características que não se identificam com o conceito da torre de vigilância pretendida são: a elevada área de implantação, a multifuncionalidade e as complexas fundações da estrutura.

Na Figura 21, observa-se que a estrutura tem uma elevada área de implantação e a mesma não se encontra otimizada, nomeadamente na escadaria. No dimensionamento da torre de vigilância pretende-se que a área de implantação da estrutura seja a mais reduzida possível, para aumentar o leque de possibilidades de implantação da estrutura. Pretende-se ainda que a subida seja efetuada pelo interior da torre, local onde deve estar localizada a escadaria de acesso ao topo.

Acrescenta-se que a multifuncionalidade é uma característica pouco presente nas soluções apresentadas, pois observa-se que as mesmas são projetadas tendo em vista um objetivo ou tarefa concreta.



Figura 21: Torre metálica pré-fabricada da empresa PK. Adaptada de PK (2014)

2.2.4 Torre das Nações Unidas

Esta estrutura, apresentada na Figura 22 e na Figura 23, é disponibilizada a FND quando em missões sob o mandato das Nações Unidas (UN), segundo relato do TCor Eng Rocha Afonso.

Esta estrutura foi desenvolvida com o objetivo de apoiar as forças militares no cumprimento das suas missões, correspondendo a uma estrutura modular e portátil. E constituída por módulos e, consoante a altura desejada, são acoplados tantos módulos quantos os necessários. A acoplagem é efetuada sempre segundo o mesmo processo, resultando um processo de construção sistematizado e repetitivo com reduzidos tempos de montagem. Ao contrário do exemplo anterior, no interior da cabine existe a possibilidade da permanência de dois elementos.



Figura 22: Torre UN, 1º exemplo. Fotografia cedida por TCor Eng Rocha Afonso

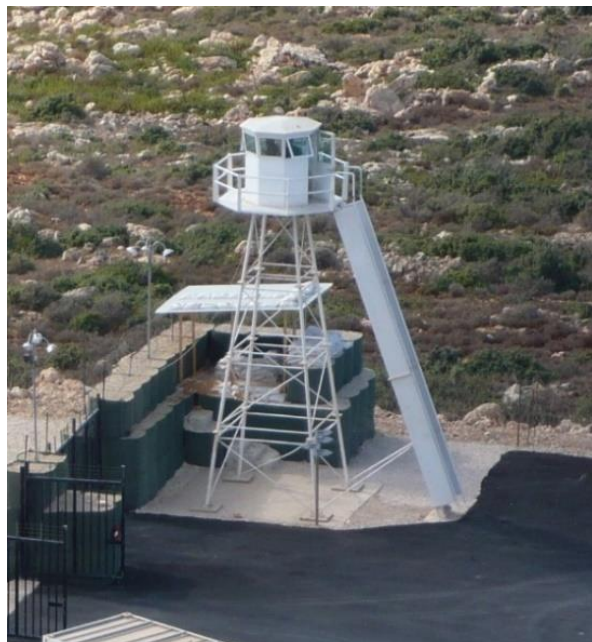


Figura 23: Torre UN, 2º exemplo. Fotografia cedida por TCor Eng Rocha Afonso

Para a implantação desta estrutura é necessário a execução de fundações, como se pode observar na Figura 24. A necessidade da utilização de fundações cria impactos ambientais consideráveis e aumenta o tempo necessário para a montagem da torre, reduzindo assim a vantagem

ganha pelo facto de ser modular. Com a necessidade de execução de fundações existe também um acréscimo dos meios necessários para a implantação da torre. Esta estrutura apresenta características que serão tidas em consideração no dimensionamento da torre de vigilância modular e portátil, nomeadamente, a sua constituição por módulos, a sua capacidade de transporte, o processo de montagem repetitivo e o formato da cabine.

É de referir que pelo facto de ser modular, a capacidade de transporte da estrutura e o processo de montagem são otimizados. A otimização resulta da possibilidade de durante a fase de transporte os módulos serem dispostos de forma a ocupar o menor volume e no processo de montagem devido ao facto de todas as ligações entre os diversos módulos se efetuarem da mesma forma.



Figura 24: Fundações da torre da UN. Fotografia cedida por TCor Eng Rocha Afonso

Na Figura 25 e na Figura 26 são apresentados os módulos da estrutura bem como um exemplo da ligação entre eles.



Figura 25: Módulos da torre das UN. Fotografia cedida por TCor Eng Rocha Afonso



Figura 26: Ligação da torre das UN. Fotografia cedida por TCor Eng Rocha Afonso

A vantagem obtida pelo facto da estrutura se apresentar por módulos é afetada pelo facto dos mesmos não serem iguais mas, por oposição, a facilidade no processo de transporte não deve ser ignorada, pois permite o acondicionamento dos módulos de menor volume no interior dos de maior volumetria.

Em relação ao formato da cabine, pode-se observar que esta providencia uma observação a 360º e um campo de tiro sem ângulos mortos, o que não seria possível se a cabine tivesse um formato quadrangular, facto importante no âmbito militar.

A torre das UN apresenta certas características que não serão consideradas, nomeadamente, a necessidade de fundações e os módulos terem diferentes dimensões, pelas razões já apresentadas.

2.3 Descrição da solução a adotar

Com este trabalho pretende-se projetar uma torre de vigilância que aumente e potencie a capacidade de resposta do Exército Português face à diversidade de missões que lhe podem ser atribuída, motivo pelo qual a estrutura terá que apresentar certas valências como: portabilidade, fiabilidade estrutural, multifuncionalidade, reduzida área de implantação e adaptabilidade à envolvente.

A torre deverá ser portátil num sentido que facilite o seu transporte. Para conseguir esta característica é necessário que a estrutura seja leve e que a sua montagem e desmontagem sejam rápidas e fáceis, visto que no contexto militar nem sempre será possível destacar militares que se encarreguem exclusivamente da construção desta. Para que a implantação da estrutura seja rápida e fácil é necessário que a estrutura se encontre disposta em pequenos módulos facilmente manuseáveis. Em contrapartida, o módulo não pode ser demasiado pequeno visto que deve ser evitada a exaustividade associada à repetição de ligações. Todas as ligações necessárias para a construção modular da torre devem ser ligações práticas e que não exijam a utilização de outros equipamentos, recorrendo, por exemplo, à utilização de cavilhas amovíveis.

A fiabilidade estrutural resulta do facto da torre de vigilância ser projetada de forma a ter adequadas características de resistência estrutural, de utilização e de durabilidade. A estrutura deverá apresentar um carácter de utilização temporária e repetida, sendo necessário apresentar níveis de fiabilidade adequados. Ao nível estrutural, a fiabilidade deverá ser obtida tendo em conta o dimensionamento da estrutura face às várias ações a que poderá ser sujeita, seja em utilização, no transporte ou em armazenamento. Ao nível da utilização, a fiabilidade será obtida garantindo-se adequadas condições de utilização e segurança, nomeadamente na blindagem e na aplicação vidros escurecidos e à prova de impactos de munições.

A multifuncionalidade da torre de vigilância corresponde a uma valência importante pois permite aumentar o campo de aplicação em que a mesma pode ser utilizada. Pretende-se desenvolver uma estrutura que pode ser aplicada em situações diversas, de que são exemplo as seguintes: gestão e controlo de tumultos em caso de catástrofe, vigilância e controlo de itinerários, áreas e edifícios a partir de um plano superior, posto de vigilância na deteção de incêndios (proteção florestal) e vigilância de perímetros defensivos. Para fazer face a esta situação torna-se necessário que a estrutura seja dimensionada de forma a garantir requisitos mínimos, como: a cabine deverá ter espaço suficiente para a permanência de duas pessoas e para o equipamento necessário para o cumprimento da missão, a

altura a que a cabine se encontra em relação ao solo deve ser variável e as vibrações devem ser minimizadas para garantir um correto funcionamento dos equipamentos e o fácil acesso à cabine.

A reduzida área de implantação e adaptabilidade à envolvente surge como uma exigência necessária que tem como objetivo aumentar o número de locais onde será possível implantar a torre de vigilância. Se a área necessária para a montagem da estrutura for elevada, os locais para possíveis implantações serão em menor número. Quanto à adaptabilidade à envolvente, pretende-se que a estrutura seja o mais adaptável ao terreno com a menor intervenção possível no mesmo, apresentando poucas exigências para a sua implantação.

Para fazer face a estes requisitos, considerou-se dimensionar uma estrutura com as seguintes características:

- Cabine blindada em forma de hexágono, com 1.15 metros de lado e 2.50 metros de altura, de modo a conferir a habitabilidade para 2 homens e o respetivo equipamento, Figura 27;
- As cotas padrão a que a base da cabine se pode encontrar do solo são 2, 4, 6, 8, 10 e 12 metros;
- Reduzida área de implantação;
- Reduzida intervenção no terreno;
- Módulos fáceis de acomodar e transportar;
- Construção modular;
- Cabine com janelas em todas as faces e aberturas basculantes invertidas.

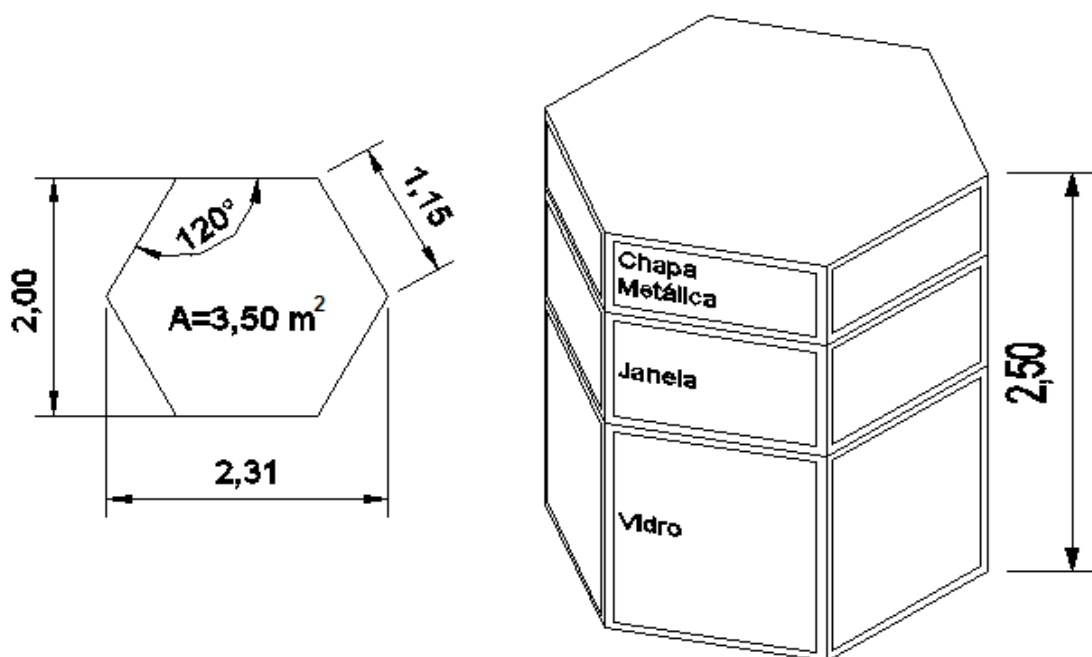


Figura 27: Dimensões da cabine [m]

As medidas apresentadas para as dimensões da cabine e as cotas possíveis a que esta se poderá encontrar justificam-se pelas restrições que os possíveis modos de transporte mais prováveis apresentam: contentor marítimo e viaturas táticas pesadas que equipam o Exército. Na Tabela 1 encontram-se as dimensões máximas permitidas no transporte em contentor marítimo e em viaturas táticas pesadas, segundo Exército Português (2010).

Tabela 1: Dimensões máximas permitidas no transporte

Equipamento	Largura [m]	Altura [m]	Comprimento [m]
Contentor Marítimo	2.38	2.35	5.90
AUTO TG DAF 19 TON	2.20	-	4.50
AUTO TG IVECO 90.17	2.12	-	4.20
AUTO TG MERCEDES-BENZ 23 TON	2.43	-	4.50
AUTO TG UNIMOG 1300L	2.20	-	3.15

Todos os módulos da estrutura serão dimensionados tendo como dimensões máximas as apresentadas na Tabela 1.

3 Critérios de Dimensionamento

Neste capítulo será feita a contextualização de todos os fatores considerados para o dimensionamento da torre de vigilância. Inicialmente, serão apresentados os regulamentos que foram considerados para se obter a segurança estrutural, fazendo-se uma abordagem aos ELU e aos ELS. Numa segunda fase, e com o objetivo de se efetuar a verificação dos Estados Limites (EL), verifica-se a necessidade de apresentar uma correta definição das ações atuantes na estrutura, pelo que neste capítulo serão apresentadas todas as ações a que a estrutura poderá estar sujeita. Serão consideradas as seguintes ações: ações permanentes, ações variáveis e ação accidental – sismo.

3.1 Segurança Estrutural – Regulamentação

Na análise e dimensionamento da estrutura serão aplicados os critérios de verificação de segurança aos ELU e ELS apresentados nos seguintes regulamentos:

- NP EN 1990 – Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas (2009);
- NP EN 1991-1-1 – Eurocódigo 1 – Acções em estruturas (2009);
- NP EN 1991-1-4 – Eurocódigo 1 – Acções em estruturas, Parte 1-4: Acções gerais, Acções do vento (2010);
- NP EN 1993-1-1 – Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço (2010);
- EN 1993-3-1 – Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts (2006);
- NP EN 1998-1 – Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos (2010).

3.2 Estados Limites Últimos

Os ELU encontram-se relacionados com a segurança dos utilizadores da estrutura na medida em que pode ficar comprometido o seu desempenho estrutural quando atingido o EL em análise. A verificação de segurança é feita através da comparação do valor da ação com o valor da capacidade de resistência. O valor da ação corresponde à combinação de ações mais desfavorável para a verificação de segurança em causa. Para verificar a segurança aos ELU, deve-se garantir o cumprimento da equação (1) quando se trata de possível rotura da estrutura devido a perda de equilíbrio e o cumprimento da equação (2) quando se trata de uma possível rotura de uma secção de um elemento ou de uma ligação.

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (1)$$

$$E_d \leq R_d \quad (2)$$

em que:

$E_{d,dst}$ - valor de cálculo do efeito das ações destabilizantes;

$E_{d,stab}$ - valor de cálculo do efeito das ações estabilizantes;

E_d - valor de cálculo do efeito das ações, tal como um esforço ou um vetor representando vários esforços;

R_d - valor de cálculo da resistência correspondente.

3.3 Estados Limites de Serviço

Os ELS encontram-se relacionados com a impossibilidade do uso normal de uma estrutura e com a aparência da mesma, bem como com o conforto dos utilizadores e das suas funcionalidades (quer em relação aos utilizadores ou aos equipamentos e máquinas existentes).

Para se verificar a segurança e se garantir um bom comportamento da estrutura em condições de serviço, é necessário cumprir a condição apresentada na equação (3).

$$E_{du} \leq C_d \quad (3)$$

em que:

E_{du} - valor de cálculo dos efeitos das ações especificadas no critério de utilização, determinado com base na combinação em causa;

C_d - valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização.

Nos ELS existem três combinações possíveis: a combinação característica, a combinação frequente e a combinação quase-permanente. A combinação considerada nesta dissertação será a combinação característica, equação (4), pois esta combinação representa a combinação com menores probabilidade de ocorrência, correspondendo a uma situação mais exigente.

$$E_{du} = E \left\{ \sum_{j \geq i} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (4)$$

em que:

$\sum_{j \geq i} G_{k,j}$ - somatório das ações permanentes;

$Q_{k,1}$ - ação variável base;

$\sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ - somatório das restantes ações variáveis.

3.4 Ações

As ações correspondem a todos os agentes capazes de introduzir estados de tensão ou deformação num qualquer elemento estrutural, podendo ser de carácter permanente, variável ou accidental.

Em primeiro lugar, as ações permanentes são caracterizadas por serem praticamente constantes ao longo da vida útil da estrutura. Por sua vez as ações variáveis são aquelas que ao longo do período de vida útil da estrutura vão variando de intensidade. As ações accidentais traduzem ações de curta duração durante a vida útil da estrutura e fortemente improváveis, pelo que a única ação accidental considerada será a ação sísmica.

A torre de vigilância é considerada como uma estrutura provisória, a que corresponde um tempo de vida útil de 10 anos NP EN 1990 (2009), mas por se considerar que a estrutura se encontrará montada num período de tempo máximo de 2 anos, as ações foram definidas de forma a garantir a probabilidade dessas ações não serem excedidas neste período. A única exceção a esta hipótese é a ação variável vento, pois o período de referência, de acordo com a regulamentação, é 1 ano.

3.4.1 Ações Permanentes

As ações permanentes correspondem ao peso próprio (PP) dos materiais e às restantes cargas permanentes (RCP). Na Tabela 2 apresentam-se os valores considerados para a quantificação das ações permanentes.

Os valores considerados para o PP dos elementos correspondem aos valores apresentados pela NP EN 1991-1-1 (2009). Para a quantificação do material de enchimento considerou-se um valor médio dos seguintes materiais: agregados médios, agregados normais, brita e areia a granel.

Para a quantificação do piso da cabine e da cobertura consideraram-se os valores apresentados pelas Tabelas Técnicas (2005). Devido ao facto da cabine necessitar de ser blindada, foi necessária a quantificação de um painel e de um vidro ambos à prova de bala. Segundo o Manual da Prova de Aptidão Militar (2012), para se garantir a segurança atrás de painel metálico, aço, perante tiro direto de armamento ligeiro calibre 7.62*51, o mesmo tem de ter uma espessura superior a 0.015 metros. A quantificação deste painel metálico à prova de bala encontra-se na Tabela 2, através da denominação Blindagem.

No que diz respeito ao vidro à prova de bala, efetuou-se uma pesquisa sobre os laminados que se encontram disponíveis no mercado. A pesquisa foi realizada com o objetivo de se obter informação sobre vidros que oferecessem condições de segurança segundo a EN 1063 (2000). A EN 1063 classifica os vidros de acordo com as capacidades de resistência às diferentes munições, em que um laminado com a classe BR6 é capaz de resistir a um disparo de calibre 7.62*51. Recorrente da pesquisa, optou-se pela escolha da opção oferecida pela empresa Saint-Gobain, apenas com o objetivo da quantificação das características de um vidro anti-bala, sem qualquer função comercial. O vidro BR6 comercializado pela Saint-Gobain apresenta uma espessura de 0.047 metros, sendo o seu peso por unidade de área indicado na Tabela 2, com a denominação Vidro Classe BR6 S. Para se garantir uma correta proteção torna-se necessário que a caixilharia também o seja. Este aspeto deve ser tomado em conta quando se efetuar o estudo da cabine.

Tabela 2: Ações permanentes consideradas

PP	Aço ($\gamma_{aço}$)	77.0 kN/m ³
	Material de Enchimento (γ_{enc})	18.0 kN/m ³
RCP	Piso da Cabine	0.4 kN/m ²
	Cobertura da Cabine	0.4 kN/m ²
	Blindagem	1.2 kN/m ²
	Vidro Classe BR6 S	1.3 kN/m ²

3.4.2 Ações Variáveis

As ações variáveis são aquelas cuja variação de intensidade no tempo não é desprezável, sendo que as ações consideradas foram: as sobrecargas (SC) no pavimento e o vento, secção 3.4.3. A ação variável neve não foi considerada visto que a estrutura apresenta uma área de exposição a neve reduzida, 3.5 (m²), e a consideração da mesma é contra a segurança face ao equilíbrio global da estrutura, visto que o local onde existe maior probabilidade de ocorrência de precipitação sob a forma de neve, corresponde a um local onde a ação do vento é condicionante e a neve tem um efeito estabilizador.

Para a quantificação das SC nos pavimentos considerou-se, segundo a NP EN 1991-1-1 (2009), a categoria de utilização B, escritório, em que os valores utilizados para a dimensionamento da torre de vigilância se encontram na Tabela 3. Na cabine considerou-se a possibilidade de se encontrarem dois homens, o local onde os mesmos iriam permanecer é função da direção do vento em estudo, colocando-os sempre na situação mais desfavorável.

Tabela 3: Sobrecargas consideradas

SC	Categoria B	2.0 kN/m ²
	Homem	1.0 kN

3.4.3 Vento

A quantificação da ação do vento foi efetuada segundo a NP EN 1991-1-4 (2010) e a EN 1993-3-1 (2006). Tornou-se necessário a utilização destas duas normas pois a primeira fornece orientações gerais para a determinação das ações do vento, não abrangendo certas especificidades necessárias para o dimensionamento da torre de vigilância. Essas especificidades encontram-se apresentadas na segunda norma, que faz referência à ação do vento em mastros espiados e torres em treliça.

Antes da quantificação da ação do vento torna-se necessário apresentar as considerações tomadas:

- As ações do vento não foram quantificadas durante a construção, pois a estrutura apresentará uma montagem rápida e não terá nenhuma característica que seja suficientemente severa para ser considerada;
- A cabine apresenta janelas e portas, mas em caso de tempestade considera-se que as mesmas se encontram fechadas. Caso se encontrassem abertas corresponderia a uma ação accidental NP EN 1991 -1-4 (2010), sendo que esta situação não será considerada como justificado no subcapítulo 3.4;
- A ação do vento foi considerada como um conjunto simplificado de pressões cujos efeitos são equivalentes aos efeitos extremos do vento turbulento;
- Não se considerou a ação do vento no mastro da torre de vigilância visto que a área de referência é bastante reduzida face à cabine da estrutura e porque os elementos do mastro se encontram a cotas inferiores em relação à cabine e apresentam uma secção circular;
- Não se considerou a ação da neve em simultâneo com o vento visto que a ocorrência de neve não altera significativamente a área de exposição da estrutura em caso de formação de gelo nos elementos da cabine. A formação de gelo ou depósitos de gelo também são improváveis pois os elementos são todos circulares, mas caso se forme o peso referente a formação de gelo terá uma ação estabilizadora face à ação do vento;
- Consideraram-se, como se pode observar na Figura 28, três direções possíveis do vento para o dimensionamento da estrutura. Para a quantificação da ação do vento verificou-se qual era a maior área de exposição possível face ao vento, 2.31x2.50 metros (ver Figura 27), e considerou-se essa área nas três direções. De forma conservativa considerou-se que a secção da cabine correspondia a uma secção retangular sem cantos arredondados.

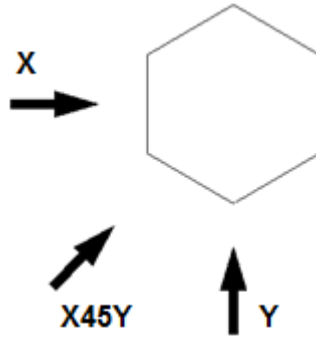


Figura 28: Direções do vento consideradas

3.4.3.1 Valor de Referência da Velocidade do Vento

O valor de referência da velocidade do vento, v_b , é obtido através da equação (5):

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \quad (5)$$

em que:

c_{dir} - coeficiente de direção;

c_{season} - coeficiente de sazão;

$v_{b,0}$ - valor básico da velocidade de referência do vento.

O valor utilizado para c_{dir} foi de 1.0, significando isto que o vento se encontra na perpendicular à estrutura, correspondendo à situação mais desfavorável.

O coeficiente de sazão toma o valor de 1.0, segundo o valor recomendado pelo Anexo Nacional (AN) NP EN 1991-1-4 (2010).

Para a quantificação do $v_{b,0}$, considerou-se que a estrutura se encontra na zona mais desfavorável, zona B. A zona B corresponde as estruturas que se encontram nos arquipélagos e nas regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m. Nestas circunstâncias $v_{b,0} = 30$ m/s.

Podendo concluir-se, deste modo, que o valor de referência da velocidade do vento assume o valor de:

$$v_b = 1.0 * 1.0 * 30 = 30 \text{ m/s} \quad (6)$$

3.4.3.2 Pressão Dinâmica de Pico

Para determinar a pressão dinâmica de pico, foi utilizada a equação (7):

$$q_p(z) = c_e(z) * q_b \quad (7)$$

em que:

$q_p(z)$ - pressão dinâmica de pico em função da altura z ;

$c_e(z)$ - coeficiente de exposição em função da altura z ;

q_b - pressão dinâmica de referência.

O valor do $c_e(z)$ foi obtido através da consulta da Figura 29 (esta figura de acordo com a altura da estrutura e a categoria do terreno atribui um c_e). O valor retirado do gráfico foi de 3.05, correspondendo a uma altura de 13.25 metros (centro geométrico da cabine, 12 metros de mastro mais metade da altura

da cabine). A categoria do terreno considerada foi a categoria I que representa a zona costeira exposta aos ventos do mar, zona mais desfavorável.

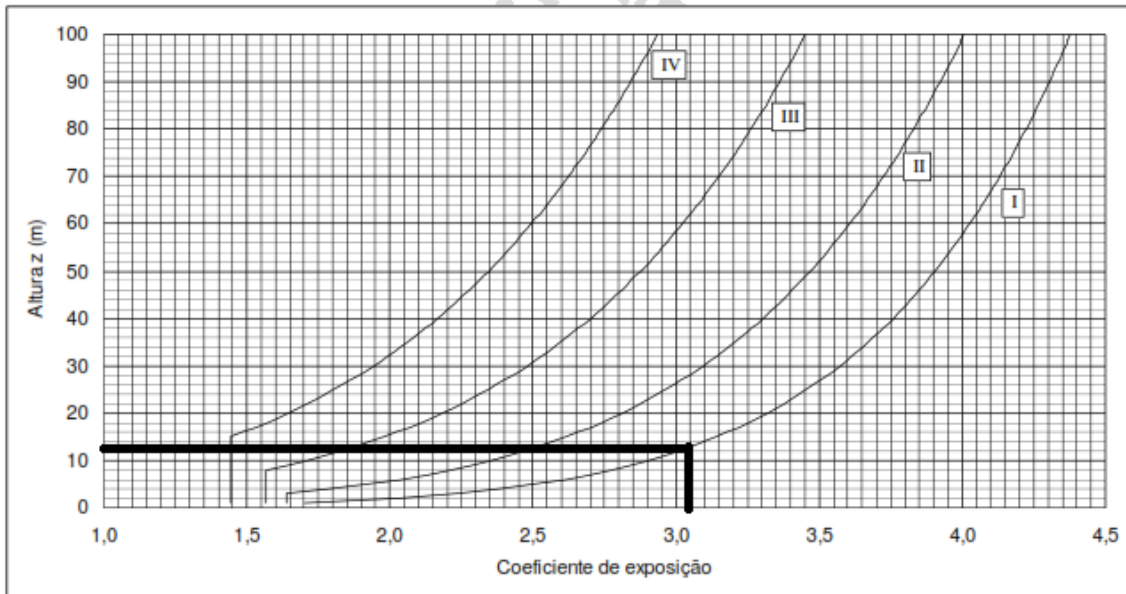


Figura 29: Representação do coeficiente de exposição $c_e(z)$. Adaptado da NP EN 1991-1-4 NA (2010)

Para a obtenção do valor da pressão dinâmica de referência foi utilizada a equação (8):

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 \quad (8)$$

em que:

ρ - massa volúmica do ar, assume o valor de $1.25 \text{ (kg/m}^3\text{)}$;

v_b - valor obtido na subsecção 3.4.3.1.

Podendo concluir-se assim que a pressão dinâmica de pico corresponde ao seguinte valor:

$$q_p(z) = 3.05 * \frac{1}{2} * 1.25 * 30^2 = 1715.63 \text{ N/m}^2 \quad (9)$$

A cabine da torre de vigilância poderá ser utilizada diferentes cotas, tornando-se necessário identificar quais os efeitos que essa variação de altura toma quanto à quantificação da ação do vento. Por observação da Figura 29, obtiveram-se os coeficientes de exposição e respetivas pressões dinâmicas de pico, apresentadas na Tabela 4.

Tabela 4: Coeficiente de exposição. Adaptado de NP EN 1991-1-4 AN (2010)

Altura do centro geométrico da cabine [m]	$c_e(z)$	$q_p(z) \text{ [N/m}^2\text{]}$
13.25	3.05	1715.63
11.25	2.95	1659.38
9.25	2.85	1603.13
7.25	2.70	1518.75
5.25	2.50	1406.25
3.25	2.25	1265.63

3.4.3.3 Força Exterior exercida na Cabine

A força exercida pelo vento na cabine é obtida através da equação (10):

$$F_{W(z)} = c_s c_d * c_f * q_p(z) * A_{ref} \quad (10)$$

em que:

$F_{W(z)}$ - força exercida pelo vento em função da altura z ;

$c_s c_d$ - coeficiente estrutural;

c_f - coeficiente de forma;

A_{ref} - área de referência da superfície individual.

O coeficiente estrutural tem em conta a dimensão da estrutura através do coeficiente de dimensão, c_s , e o comportamento dinâmico através do coeficiente dinâmico, c_d . O coeficiente estrutural da torre de vigilância em estudo assume o valor de 1.0, correspondente a uma estrutura com altura inferior a 15 metros.

O coeficiente de forma foi obtido através da consideração de um elemento estrutural de secção retangular, por sua vez determinado através da seguinte equação (11):

$$c_f = c_{f,0} * \Psi_r * \Psi_\lambda \quad (11)$$

em que:

$c_{f,0}$ - coeficiente de força para elementos de secção retangular;

Ψ_r - coeficiente de redução para secções quadradas com cantos arredondados;

Ψ_λ - ao coeficiente de efeitos de extremidade para elementos cujas extremidades sejam livremente contornadas pelo vento.

O coeficiente de força para elementos de secção retangular toma o valor de 2.1, valor obtido através da consulta da Figura 30 (esta figura atribui um coeficiente de força consoante a forma da secção). Devido a regularidade da cabine considerou-se $d/b=1$.

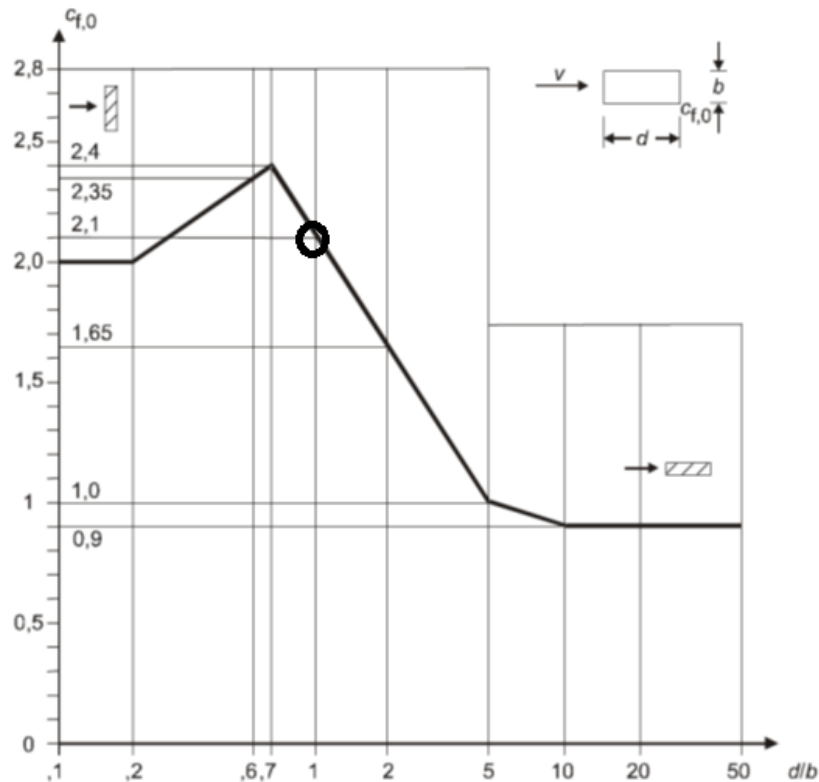


Figura 30: Coeficiente de força $c_{f,0}$ para secções retangulares com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades do elemento. Adaptado de NP EN 1991-1-4 NA (2010)

Como referido anteriormente, considerou-se que a secção da cabine da torre de vigilância não apresenta cantos arredondados, pelo que o coeficiente de redução para secções quadrados com cantos arredondados é igual a 1.0.

Para a obtenção do valor referente ao coeficiente de efeitos de extremidade para elementos cujas extremidades sejam livremente contornadas pelo vento foi necessário quantificar a esbelteza efetiva, λ , assim como o índice de cheios, φ . A obtenção destes valores encontra-se apresentada no anexo (1), em que se obtém um valor de $\Psi_\lambda = 0.63$.

Concluindo que:

$$c_f = 2.1 * 1.0 * 0.63 = 1.3 \quad (12)$$

Para a obtenção do valor referente à área de referência, consideraram-se as dimensões exteriores da cabine, por se tratar de uma superfície sem vazios, equação (13).

$$A_{ref} = 2.31 * 2.5 = 5.78 \text{ m}^2 \quad (13)$$

Como a força exercida pelo vento é proporcional à pressão dinâmica de pico, e esta por sua vez depende da altura, é necessário quantificar a força exercida pelo vento nas cotas em que o centro geométrico da cabine se poderá encontrar, Tabela 5.

Tabela 5: Força exercida pelo vento

Altura do centro geométrico da cabine [m]	$qp(z)$ [N/m ²]	F_w [N]
13.25	1716	12894
11.25	1659	12466
9.25	1603	12044
7.25	1519	11413
5.25	1406	10565
3.25	1266	9513

Como se pode observar através da Tabela 5, a força do vento é maior quando o centro geométrico da cabine se encontra a 13.25 metros de altura, esta situação traduz-se na situação mais desfavorável. Face a isto, o dimensionamento da torre de vigilância será efetuado quando o centro geométrico da cabine se encontra a 13.25 metros de altura. As restantes alturas serão utilizadas com o objetivo de saber quantos módulos de barreiras defensivas (funcionando como contrapeso, subcapítulo 3.6) serão necessários para que a estrutura se encontre em equilíbrio referente a cada altura.

3.4.4 Ação Acidental - Sismo

A quantificação da ação sísmica foi efetuada segundo a NP EN 1998-1 (2010). A presente regulamentação define a ação sísmica de cálculo a partir da ação sísmica de referência associada a uma probabilidade de ser excedida de 10 % em 50 anos, equação (14), que corresponde a um período de retorno, T_R , de 475 anos.

$$p_{50}(x > m) = 10\% \quad (14)$$

em que:

$p_{50}(x > m)$ - probabilidade de ser excedido um determinado nível “ m ” de ação sísmica num período de 50 anos.

Sendo $p_{50}(x > m)$ a probabilidade de ser excedido, então a probabilidade de não ser excedido um determinado nível “ m ” é dado por:

$$p_{50}(x \leq m) = 1 - p_{50}(x > m) \quad (15)$$

em que:

$p_{50}(x \leq m)$ - probabilidade de não ser excedido um determinado nível “ m ”.

Considerando que a probabilidade de não ser excedido um determinado nível “ m ” durante um ano é independente da probabilidade nos anos seguintes, é possível concluir-se, equações (16, 17 e 18).

$$p_n(x \leq m) = [p_1(x \leq m)]^n \quad (16)$$

$$p_1(x \leq m) = \sqrt[n]{p_n(x \leq m)} \quad (17)$$

$$p_1(x > m) = 1 - p_1(x \leq m) \quad (18)$$

em que;

n - número de anos de vida útil.

Como a torre de vigilância tem um tempo de utilização de 2 anos e assumindo uma probabilidade de excedência de 10 % nesse tempo, conclui-se que:

$$p_1(x > m) = 0.051317 \quad (19)$$

Assumindo que T_R corresponde ao inverso da probabilidade anual de um determinado nível ser excedido, o T_R da torre de vigilância é de 20 anos, equação (20).

$$T_R = \frac{1}{p_1(x > m)} = \frac{1}{0.051317} = 19.5 \approx 20 \text{ anos} \quad (20)$$

Neste ponto, torna-se necessário determinar qual a aceleração máxima de referência (a_{gR}) para um T_R de 20 anos sabendo que a regulamentação define este valor para um T_R de 475 anos. A NP EN 1998-1 (2010) permite resolver esta situação através da taxa anual de excedência ($H(a_{gR})$), em que relaciona esta taxa com o T_R , equação (21).

$$H(a_{gR}) = K_0^{-1} * a_{gR}^K \quad (21)$$

em que:

K_0 - constante relacionada com a localização do estudo;

k - referência a perigosidade sísmica, e de acordo com o AN toma o valor de $K = 1.5$ e $K = 2.5$, respetivamente para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2, e $K = 3.6$ para o arquipélago dos Açores.

A partir deste ponto é possível relacionar as diferentes a_{gR} , equação (22).

$$\left\{ \begin{array}{l} 475 = K_0^{-1} * a_{gR(475)}^K \\ 20 = K_0^{-1} * a_{gR(20)}^K \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{475}{20} = \frac{a_{gR(475)}^K}{a_{gR(20)}^K} \Leftrightarrow a_{gR(20)} = \frac{a_{gR(475)}}{(\frac{475}{20})^{1/k}} \quad (22)$$

Sendo que $K = 1.5$, $K = 2.5$ e $K = 3.6$, conclui-se que:

- Para a ação sísmica tipo 1 $a_{gR(20)} = 0.121 * a_{gR(475)}$;
- Para a ação sísmica tipo 2 $a_{gR(20)} = 0.282 * a_{gR(475)}$;
- Para a ação no arquipélago dos Açores $a_{gR(20)} = 0.415 * a_{gR(475)}$.

3.4.4.1 Aceleração máxima de referência, $a_{gR(475)}$.

A sismicidade é definida com base no valor da $a_{gR(475)}$, o qual representa a aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo de rocha, para um período de retorno de 475 anos. Portugal encontra-se dividido por várias zonas sísmicas, disposição definida segundo o NA da NP EN 1998-1 (2010), como se pode observar na Tabela 6.

Tabela 6: Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} [m/s^2]	Zona Sísmica	a_{gR} [m/s^2]
<u>1.1</u>	<u>2.5</u>	<u>2.1</u>	<u>2.5</u>
1.2	2.0	2.2	2.0
1.3	1.5	2.3	1.7
1.4	1.0	2.4	1.1
1.5	0.6	2.5	0.8
1.6	0.35	-	-

Os valores sublinhados na Tabela 6 correspondem às situações mais desfavoráveis face a cada tipo de sismo. Para a zona sísmica 1.1 é exemplo a vila de Sagres e para a zona sísmica 2.1 a Ilha de São Miguel.

Depois de seleccionadas as situações mais condicionantes, torna-se necessário fazer a correção das acelerações máximas de referência para um T_R de 20 anos, equação (23) e equação (24), para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2, respetivamente. Neste caso, a aceleração máxima de referência corresponderá ao valor de cálculo da aceleração à superfície, a_g , visto que ao considerar-se um T_R de 20 anos está-se a considerar a classe de importância da torre de vigilância.

$$a_g = a_{gR(20)} = 0.121 * a_{gR(475)} = 0.121 * 2.5 = 0.303 \text{ m/s}^2 \quad (23)$$

$$a_g = a_{gR(20)} = 0.415 * a_{gR(475)} = 0.415 * 2.5 = 1.04 \text{ m/s}^2 \quad (24)$$

3.4.4.2 Tipo de Terreno

Para a quantificação da ação sísmica é necessário definir o terreno de fundação do ponto de vista geotécnico, isto surge pelo facto de o tipo de terreno influenciar a propagação das ondas sísmicas e consequentemente a ação sísmica transmitida à estrutura.

O tipo de terreno considerado para a quantificação da ação sísmica foi o tipo B (ver Tabela 7). Optou-se por este tipo de terreno visto não ser aconselhável implantar a estrutura em terrenos com classes de resistência inferior, como por exemplo, depósitos de areia.

Tabela 7: Características do tipo de terreno. Adaptado da NP EN 1998-1 (2010)

Tipo de Terreno	Descrição	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT}	c_u [kPa]
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.	360-380	>50	>250

A cada tipo de terreno, a NP EN 1998-1 (2010) atribui o parâmetro S_{max} para a definição do espectro de resposta elástico tendo em conta o tipo de terreno. Na Tabela 8 e na Tabela 9 podem-se observar esses parâmetros de acordo com o tipo de ação sísmica sendo que os valores sublinhados correspondem aos valores utilizados no dimensionamento da torre de vigilância.

Tabela 8: Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 1, NA da NP EN 1998-1 (2010)

Tipo de Terreno	S_{max}	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1.00	0.10	0.60	2.00
B	1.35	0.10	0.60	2.00
C	1.60	0.10	0.60	2.00
D	2.00	0.10	0.80	2.00
E	1.80	0.10	0.60	2.00

Tabela 9: Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 2, NA da NP EN 1998-1 (2010)

Tipo de Terreno	S_{max}	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1.00	0.10	0.25	2.00
B	1.35	0.10	0.25	2.00
C	1.60	0.10	0.25	2.00
D	2.00	0.10	0.30	2.00
E	1.80	0.10	0.25	2.00

Depois de definidos os parâmetros S_{max} , foi necessário o cálculo do parâmetro S de acordo com o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno, a_g , para cada ação sísmica.

Ação sísmica tipo 1, equação (25):

$$\text{para } a_g \leq 1m/s^2 \quad S = S_{max} = 1.35 \quad (25)$$

Ação sísmica tipo 2, equação (26):

$$\text{para } 1 < a_g < \frac{4m}{s^2} \quad S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} * (a_g - 1) = 1.35 - \frac{1.35 - 1}{3} * (1.04 - 1) \approx 1.35 \quad (26)$$

3.4.4.3 Coeficiente de comportamento

Segundo a NP EN 1998-1 (2010), o coeficiente de comportamento, q , corresponde à razão existente entre as forças sísmicas que atuam na estrutura se a sua resposta fosse completamente elástica, e as forças sísmicas que poderão ser adotadas no projeto, com um modelo de análise elásticas convencional, associado a um comportamento linear.

Para o dimensionamento da estrutura considerou-se que esta não apresenta qualquer capacidade de dissipação de energia, pelo que se considerou que a resposta da estrutura se devia manter em regime elástico, assumindo por isso o coeficiente de comportamento igual à unidade, $q = 1$.

3.5 Combinação de Ações

Uma combinação de ações traduz um carregamento que tem uma probabilidade de acontecimento não desprezável de atuar na estrutura. Como tal, devem ser consideradas todas as combinações possíveis de ocorrência na estrutura, de forma a obter os efeitos mais desfavoráveis da mesma. Na Tabela 10 são apresentadas as combinações de ações consideradas para o dimensionamento da torre de vigilância, bem como os coeficientes referentes a cada variável. Estas combinações foram verificadas para todas as disposições possíveis da estrutura. Na Tabela 10 a denominação contrapeso faz referência a ação do conjunto das barreiras defensivas tipo HESCO e o material de enchimento.

Tabela 10: Combinações de ações consideradas para o dimensionamento da torre de vigilância

Combinações							
Ações	ELU1	ELU2	ELU3	ELU4	ELU5	ELU6	ELU7
PP	1.35	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35
RCP	1.35	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35
CONTRAPESO	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SC	1.50	1.50*0.7	1.50*0.7	1.50*0.7	1.50*0.7	1.50*0.7	1.50*0.7
VENTO X		1.50			1.50		
VENTO Y			1.50			1.50	
VENTO X45Y				1.50			1.50
SISMO X1							
SISMO X2							
SISMO Y1							
SISMO Y2							
Combinações							
Ações	ELS1	ELS2	ELS3	SISMO X1	SISMO X2	SISMO Y1	SISMO Y2
PP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RCP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CONTRAPESO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SC	0.70	0.70	0.70	0.30	0.30	0.30	0.30
VENTO X	1.00						
VENTO Y		1.00					
VENTO X45Y			1.00				
SISMO X1				1.00			
SISMO X2					1.00		
SISMO Y1						1.00	
SISMO Y2							1.00

3.6 Materiais

Os materiais a utilizar na construção da torre de vigilância são:

- Aço – EN 10210-1 S 355 H;
- Cavilhas amovíveis de aço de classe 8.8;
- Barreiras defensivas tipo HESCO.

Na Tabela 11 encontram-se apresentadas as características referente ao aço e às cavilhas consideradas.

Tabela 11: Características dos materiais considerados

Características	
Aço EN 10210-1 S355H	
E [N/mm²]	2100000
F_y [N/mm²]	355
F_u [N/mm²]	510
Cavilhas Classe 8.8	
F_{yb} [N/mm²]	640
F_{ub} [N/mm²]	800

As fundações de uma estrutura têm como objetivo transmitir as cargas ao solo de forma a garantir a sua estabilidade havendo, na maioria das situações, intervenções significativas na preparação do terreno. No entanto, um dos objetivos da torre de vigilância, em estudo, é reduzir ao máximo essas intervenções.

Neste contexto, surge a utilização das barreiras defensivas tipo HESCO, que funcionam como contrapeso. As barreiras defensivas irão ser instaladas na parte inferior da torre de vigilância e, sempre

que esta seja solicitada por uma ação destabilizante, o contrapeso funcionará como ação contrária garantindo o equilíbrio global da estrutura, como se pode observar na Figura 31 e na Figura 32. Na Figura 31 pode observar-se um exemplo de uma torre de vigilância solicitada por uma ação horizontal e a respetiva perda de estabilidade e na Figura 32 pode observar-se o funcionamento dos contrapesos na garantia de estabilidade da estrutura.

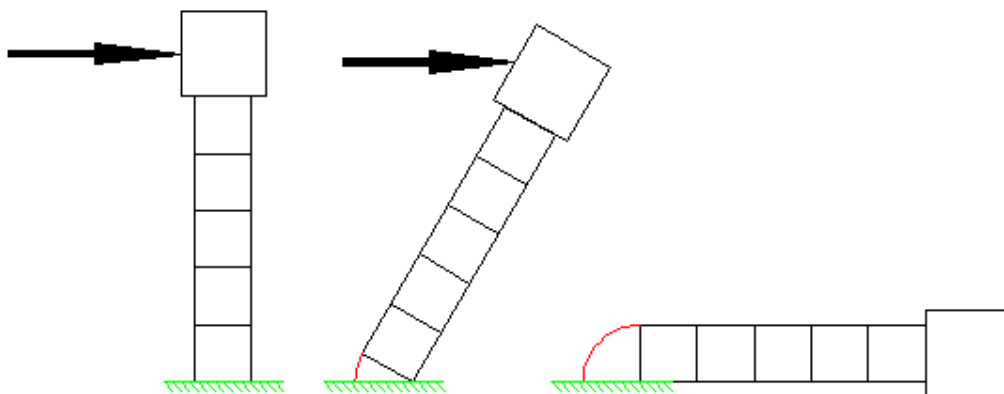


Figura 31: Torre de vigilância sujeita a uma força sem fundações ou contrapesos.

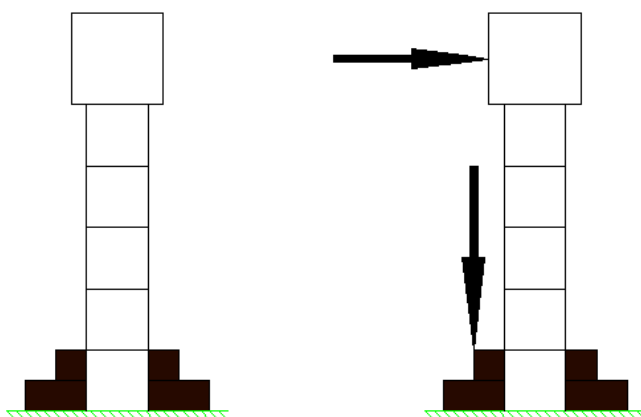


Figura 32: Torre de vigilância com contrapesos sujeita a uma força e respetiva ação dos contrapesos.

4 Modelação da Estrutura

Neste capítulo é apresentado o método de pré-dimensionamento de cada elemento e a sua respetiva modelação no programa *SAP2000*, programa de análise tridimensional de edifícios. Na primeira fase, efetuaram-se quantificações simplificadas de ações e foram realizados os pré-dimensionamentos necessários para a definição dos elementos da torre de vigilância. A ação variável considerada para o pré-dimensionamento da estrutura foi o vento, considerando-se à partida a solicitação mais desfavorável, sendo que no capítulo 5 serão verificadas todas as ações e seleccionadas as mais desfavoráveis. Depois de concluída esta fase, procedeu-se à introdução do modelo estrutural no programa de cálculo como será seguidamente apresentado.

Para a correta compressão da modelação de todos os elementos constituintes da estrutura, apresenta-se na Figura 33 o sistema de eixos considerado para as secções transversais e na Figura 34 o sistema de eixos global.

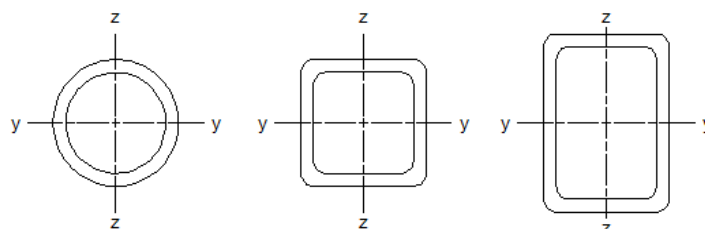


Figura 33: Sistema de eixos

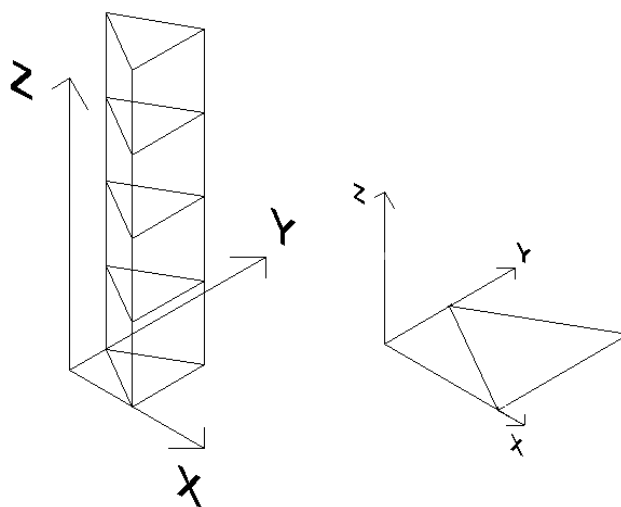


Figura 34: Sistema de eixos global

4.1 Mastro

Antes da modelação do mastro foi necessário avaliar as suas possíveis disposições. Foram consideradas 3 soluções estruturais que se distinguem entre si pelo número de elementos verticais: 1, 3 e 4 elementos, observáveis na Figura 35.

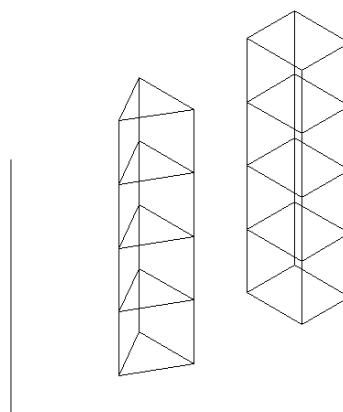


Figura 35: Possíveis soluções estruturais

Na solução estrutural que apresenta somente 1 elemento vertical, verificaram-se as seguintes vantagens: solução com menos elementos, com menor número de ligações e solução mais leve, o que facilitava o seu transporte. No que diz respeito às desvantagens, constatou-se que apesar do número de ligações ser menor, os esforços presentes em cada ligação seriam mais elevados e iriam dificultar o processo de montagem e desmontagem, pois seriam necessárias ligações mais complexas. Também se observou que esta solução apresentaria deslocamentos significativos no topo do mastro e para os anular seria necessária a utilização de cabos. A utilização destes cabos tornaria o processo de montagem e desmontagem mais complexo, visto ser necessário colocá-los em tensão para anular os efeitos de catenária, sendo que o EN 1993-3-1 (2006) impõe uma tensão de 10 % para anular esses efeitos. Por sua vez, observou-se ainda que a área de implantação aumentaria significativamente devido ao afastamento das fixações dos cabos ao solo, como se pode observar na Figura 36.

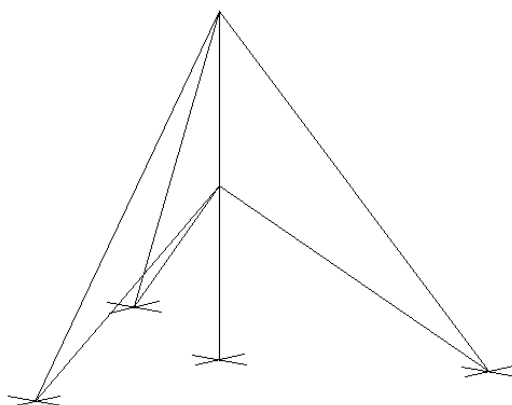


Figura 36: Disposição dos cabos para mastro com um elemento vertical

A solução que apresenta 3 elementos verticais conduz a menos esforços em cada elemento o que permitirá a utilização de perfis mais pequenos. Esta disposição dos elementos aumenta a inércia da estrutura permitindo que em serviço a estrutura apresente menores oscilações no topo do mastro, não sendo necessária a utilização de cabos-tensionados, reduzindo a área de implantação. Contudo, esta solução apresenta desvantagens, sendo elas: o aumento do número dos elementos da estrutura, aumento do número de ligações e consequente grau de complexidade e a necessidade de utilização de contraventamentos, Figura 37.

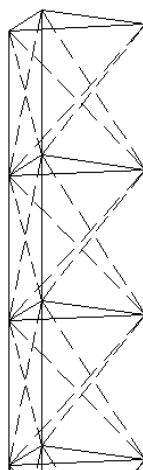


Figura 37: Disposição dos contraventamentos (traço interrompido)

Por fim, apresenta-se a solução com 4 elementos verticais. Esta hipótese possui as mesmas vantagens que a solução com 3 elementos verticais, sendo que nesta solução se constatou que os elementos são menos solicitados devido ao facto dos esforços se distribuírem por mais elementos. No que diz respeito às desvantagens observa-se um aspeto negativo acrescido, como se pode ver na Figura 38, os elementos formam um quadrado quer na vertical quer na horizontal, o que corresponde a uma estrutura hipostática. Assim, não é estável, sendo necessária a utilização de contraventamentos para que a mesma se torne estável, aumentando significativamente o número de ligações na estrutura. No lado esquerdo da Figura 38, são apresentados os efeitos devido ao facto da estrutura de 4 elementos ser hipostática, no meio e no lado direito são apresentados os contraventamentos necessários.

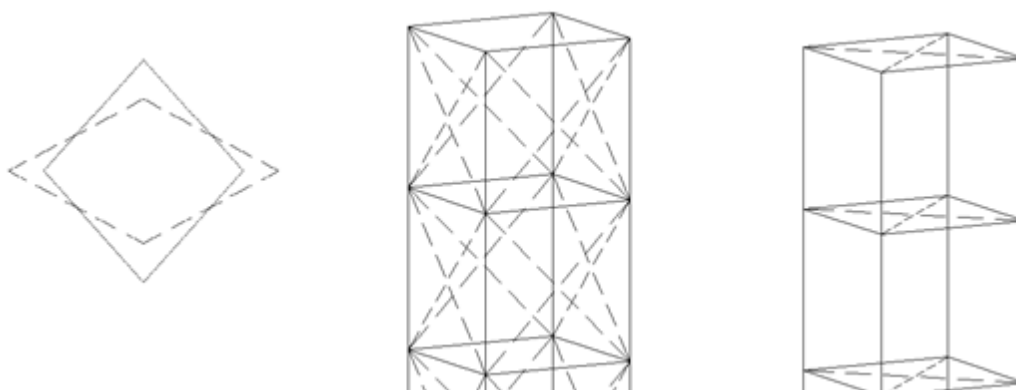


Figura 38: Mastro com 4 elementos verticais principais

Depois de uma avaliação das 3 possíveis soluções, optou-se por escolher a solução que comporta 3 elementos verticais no mastro. Esta estrutura foi escolhida por ser a solução que não necessita de cabos de amarração e, dentro das soluções que não necessitariam destes, a escolha da solução que apresentava menos elementos em busca da simplicidade.

Depois de escolhida a solução estrutural, foram considerados os modelos de cálculo para se efetuar o pré-dimensionamento dos perfis que irão constituir o mastro.

Na Figura 39 e na Figura 40, encontram-se os modelos de cálculo no caso de o vento se encontrar segundo a direção X. Na Figura 39 é indicada a posição onde foi aplicada a ação do vento, no centro

da cabine. Na Figura 40, é apresentado o binário resultante do momento gerado devido à ação do vento, equação (27). O centro de gravidade encontra-se representado por CG.

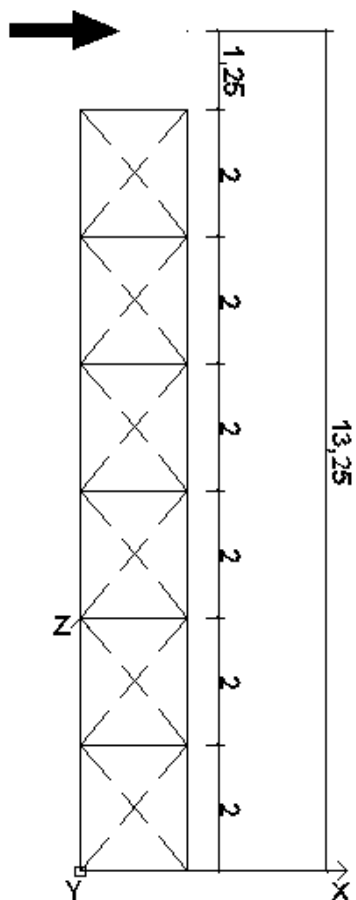


Figura 39: Modelo de cálculo para o pré-dimensionamento dos perfis segundo X, parte 1

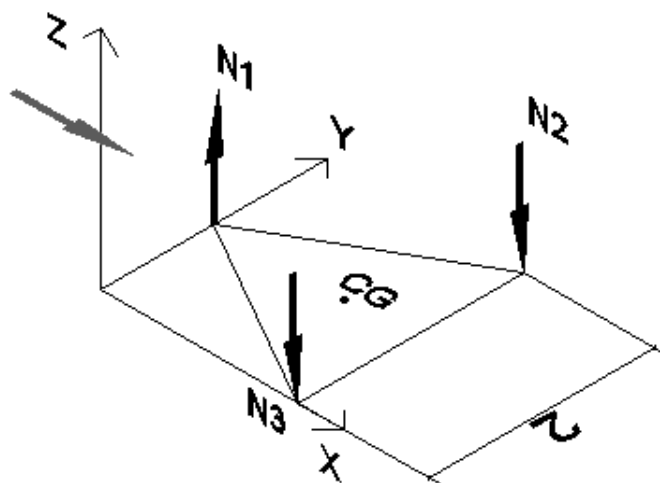


Figura 40: Modelo de cálculo para o pré-dimensionamento dos perfis segundo X, parte 2

Para o pré-dimensionamento dos perfis também foi considerada a ação do vento na direção Y, como se pode observar nas Figura 41 e Figura 42.

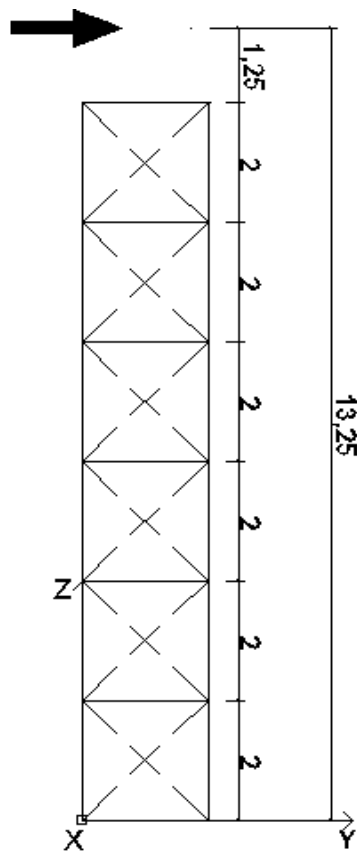


Figura 41: Modelo de cálculo para o pré-dimensionamento dos perfis segundo Y, parte 1

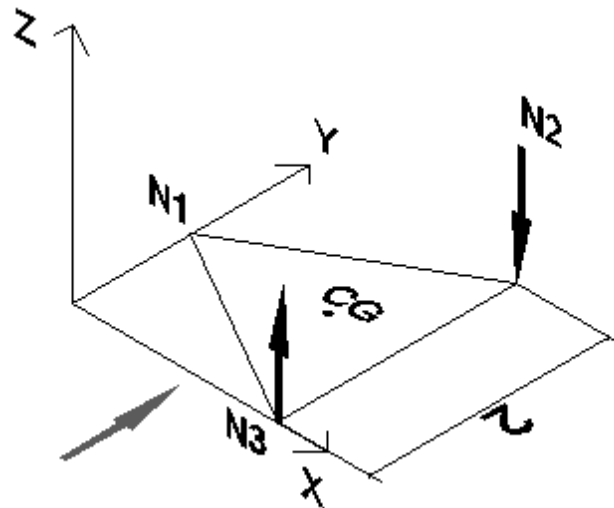


Figura 42: Modelo de cálculo para o pré-dimensionamento dos perfis segundo Y, parte 2

Através da aplicação dos modelos de cálculo, obteve-se o momento na base da estrutura apresentado na equação (27) e os respectivos esforços indicados na Tabela 12. Os esforços mais condicionantes encontram-se sublinhados sendo estes os considerados para o pré-dimensionamento. Na Figura 43 encontram-se as dimensões que foram utilizadas para a obtenção dos esforços.

$$M_{Ed,b} = F_W * Y_{Q1} * dist = 12.9 * 1.5 * 13.25 = 256.4 \text{ kNm} \quad (27)$$

em que:

$M_{Ed,b}$ - momento na base da estrutura;

Y_{Q1} - coeficiente de segurança da ação variável base;

$dist$ - distância entre o ponto de aplicação da ação do vento e a base da estrutura;

F_W - constante retirada da Tabela 5.

Tabela 12: Esforços resultantes dos modelos de cálculo considerados

Vento segundo X	
N1	$\pm 148.04 \text{ kN}$
N2	$\mp 74.02 \text{ kN}$
N3	$\mp 74.02 \text{ kN}$
Vento segundo Y	
N1	0.00 kN
N2	$\mp 128.20 \text{ kN}$
N3	$\pm 128.20 \text{ kN}$

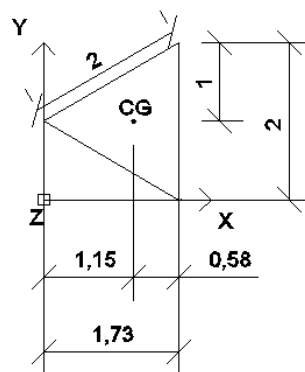


Figura 43: Dimensões utilizadas no modelo de cálculo [m]

Após a determinação dos esforços mais desfavoráveis, calculou-se a área da secção transversal necessária para que os perfis resistissem quando solicitados à compressão, encurvadura e à tração. As equações (28) e (29), foram aplicadas segundo o NP EN 1993-1-1 (2010).

$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0 \text{ em que } N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}} \Leftrightarrow A = 8.34 \text{ cm}^2 \quad (28)$$

em que:

$N_{c,Ed}$ - valor de cálculo do esforço normal de compressão;

$N_{b,Rd}$ - valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido;

χ - coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante, considerou-se 0.5;

A - área da secção;

f_y - tensão de cedência;

γ_{M1} - coeficiente parcial de segurança que toma o valor de 1.0.

$$\frac{N_{t,Ed}}{N_{pL,Rd}} \leq 1,0 \text{ em que } N_{pL,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow A = 4.17 \text{ cm}^2 \quad (29)$$

em que;

$N_{t,Ed}$ - valor de cálculo do esforço normal de tração;

$N_{pL,Rd}$ - valor de cálculo do esforço normal resistente de tração;

γ_{M0} - coeficiente parcial de segurança que toma o valor de 1.0.

De acordo com as áreas obtidas foram escolhidos perfis CHS com o objetivo de reduzir a resistência ao vento. Na Tabela 13 encontram-se apresentadas as características dos 2 perfis escolhidos. De referir o sistema de ligação que será utilizado (ver Figura 44), sendo que os perfis têm que respeitar as áreas mínimas necessárias e que na zona da ligação a área útil para a transmissão de esforços é reduzida devido aos orifícios onde se irão introduzir as cavilhas, sendo estes os principais motivos da diferença entre a área mínima necessária e a área adotada. Na escolha dos perfis também se teve em consideração a espessura do elemento de forma a evitar a rotura das ligações devido ao esmagamento, situação esta abordada na secção 5.4.1.

Tabela 13: Propriedades dos perfis adotados

Perfil	Diâmetro (d)	Espessura (e)	Área (A)	Momento de Inércia (I)	Raio de giração (i)	Módulo Elástico (w_{el})	Módulo Plástico (w_{pl})
CHS 88.9*5.0	88.9 mm	5.0 mm	13.2 cm ²	116 cm ⁴	2.97 cm	26.2 cm ³	35.2 cm ³
CHS 76.1*5.0	76.1 mm	5.0 mm	11.2 cm ²	70.9 cm ⁴	2.52 cm	18.6 cm ³	25.3 cm ³

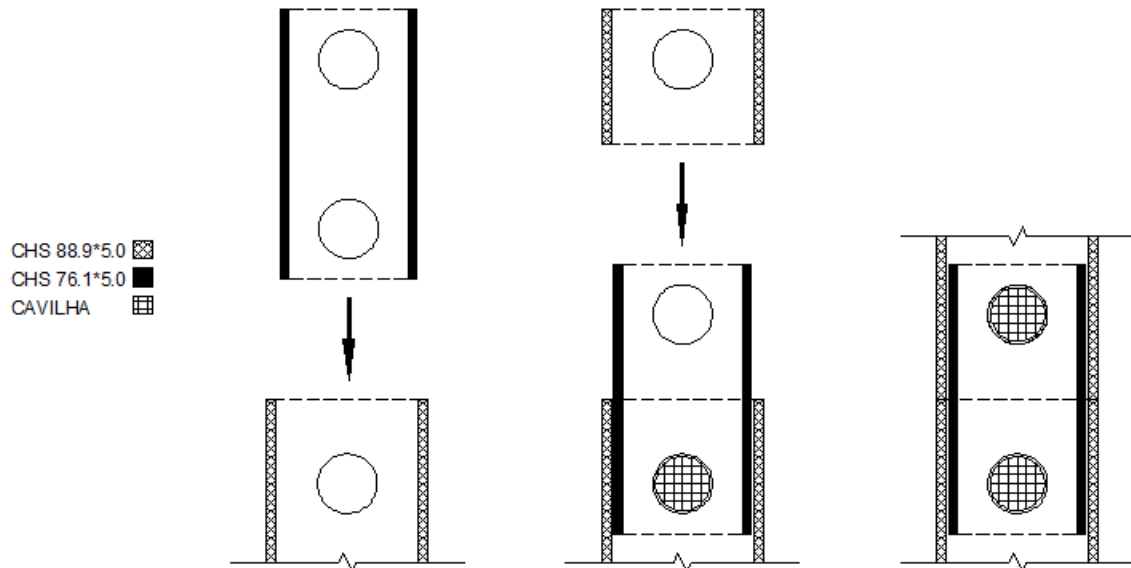


Figura 44: Sistema de ligação dos elementos verticais

Depois de modelar os elementos verticais constituintes no mastro tornou-se necessário fazer o pré-dimensionamento dos restantes elementos, nomeadamente dos elementos horizontais e dos contraventamentos, como se pode observar na Figura 37. Mantendo a intenção de simplificar a estrutura, considerou-se que estes dois elementos deverão apresentar as mesmas propriedades. Na equação (30) apresenta-se a regra de pré-dimensionamento e a respetiva conclusão.

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2 * \sqrt{2}}{i} = 150 \Leftrightarrow i = 0.0188 \text{ m} = 1.88 \text{ cm} \quad (30)$$

em que:

λ - a esbelteza;

l_0 - comprimento de encurvadura que se considerou igual ao comprimento do elemento (situação em que o elemento se encontra simplesmente apoiado);

i - raio de giração.

Por observação da equação (30), constatou-se que o elemento teria de ter um raio de giração igual ou superior ao obtido. Optou-se pela escolha do perfil que se encontra na Tabela 14.

Tabela 14: Propriedades dos elementos horizontais e contraventamentos

Perfil	Diâmetro (d)	Espessura (e)	Área (A)	Momento de Inércia (I)	Raio de giração (i)	Módulo Elástico (w_{el})	Módulo Plástico (w_{pl})
CHS 60.3*5.0	60.3 mm	5.0 mm	8.69 cm ²	33.5 cm ⁴	1.96 cm	11.1 cm ³	15.3 cm ³

Optou-se novamente por um perfil CHS com o objetivo de reduzir a ação do vento na estrutura, pois um perfil com superfícies não redondas iria apresentar maior resistência ao vento. Os contraventamentos apresentam uma particularidade: a meio vão terão que ser achatados de forma a que seja possível o seu cruzamento, Figura 45.

No que diz respeito às ligações do mastro, considerou-se que os elementos verticais apresentam ligações de continuidade, enquanto que os elementos horizontais e os contraventamentos encontram-se rotulados, como se pode observar na Figura 45.

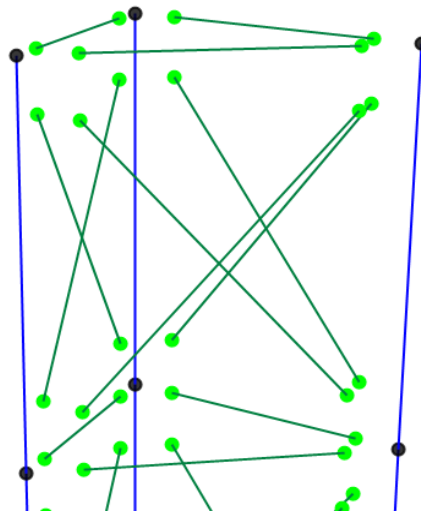


Figura 45: Representação das ligações constituintes do mastro no modelo em SAP2000

4.2 Fundações

As fundações têm como função a transmissão dos esforços da torre de vigilância para o terreno permitindo que se garanta o comportamento esquematizado na Figura 32. Para a conceção da estrutura de fundação admitiu-se que este se comportava como um elemento rígido.

Através dos esforços apresentados na Tabela 12, considerou-se que a resultante da ação do contrapeso necessitaria de ser da ordem dos 130 kN, visto que o vento produz uma força na ordem dos 148 kN. Esta diferença de valores deve-se ao facto de se contabilizar a ação do peso da estrutura. Considerando as condicionantes inerentes ao transporte da estrutura apresentadas na Tabela 1, as fundações apresentam as seguintes dimensões: 2.09x2.09x2.00 (m), Figura 46. Através da utilização destas fundações a única intervenção necessária no terreno será a nivelção do mesmo.

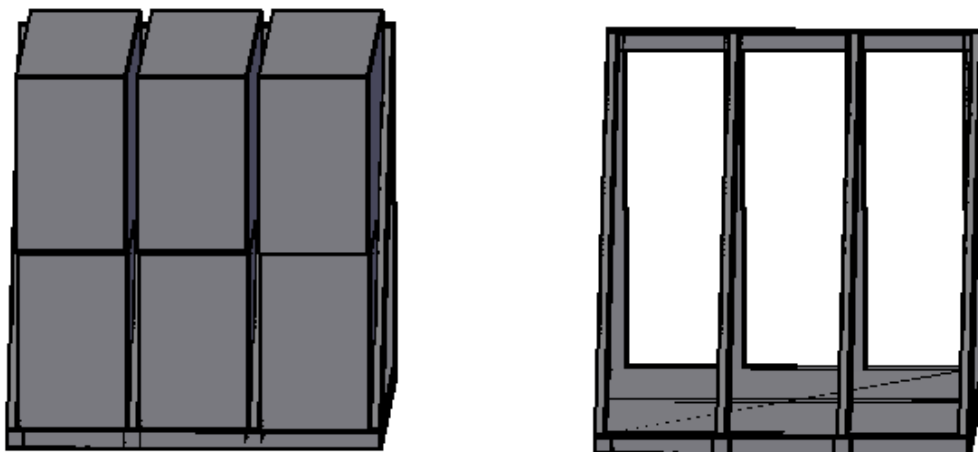


Figura 46: Fundação inicialmente considerada com e sem as barreiras defensivas tipo HESCO

Através da Figura 46 observa-se que existem 3 compartimentos possíveis para a colocação das barreiras defensivas e que em cada local será possível colocar duas. Cada módulo das barreiras tipo HESCO tem as dimensões 0.61x2.00x1.00 (m). Cada estrutura de fundação poderá ter até 6 módulos tipo HESCO, o que corresponde a uma resultante vertical (F_R) de 131.76 kN, como se pode observar na equação (31), que por sua vez corresponde a uma força distribuída (F_D) de 30.16 kN/m², equação (32).

$$F_R = Y_{(enc)} * N_m * V_m = 18 * 6 * 0.61 * 2 * 1 = 131.76 \text{ kN} \quad (31)$$

em que:

$Y_{(enc)}$ - peso volúmico do material de enchimento;

N_m - número de módulos tipo HESCO;

V_m - volume de um módulo tipo HESCO.

$$F_D = F_R / A_m = 131.76 / 2.09 * 2.09 = 30.16 \text{ kN/m}^2 \quad (32)$$

em que:

A_m - área da estrutura de fundação.

Depois de definida a principal ação que irá influenciar a fundação, definiram-se os perfis constituintes da mesma. Nesta parte da estrutura consideraram-se secções quadrangulares e retangulares com o objetivo de permitir que as ligações sejam efetuadas mais facilmente, sendo que neste local a ação do vento é quase nula. Este elemento da torre de vigilância será composto por ligações soldadas, efetuadas na fase de pré-fabricação, de modo a simplificar e acelerar o processo de montagem.

Na Figura 47 encontram-se apresentados todos os elementos constituintes da estrutura de fundação. O perfil RHS 90*90*8 foi escolhido de forma a garantir a maior área de contacto com o perfil vertical do mastro (ver Figura 47), esta situação será abordada detalhadamente na secção 5.4.2. O perfil CHS 88.9*5.0 corresponde ao sistema de ligação, que se irá efetuar de acordo com a Figura 44. O perfil RHS 100*50*8 apresenta esta disposição com o objetivo de otimizar a estrutura, ver Figura 47. Se em vez deste elemento se colocasse o perfil RHS 90*90*8, a estrutura teria que apresentar maiores dimensões para que fosse possível a colocação das barreiras defensivas entre os elementos. As

características dos elementos apresentados na Figura 47 encontram-se apresentadas na Tabela 15 e Tabela 16.

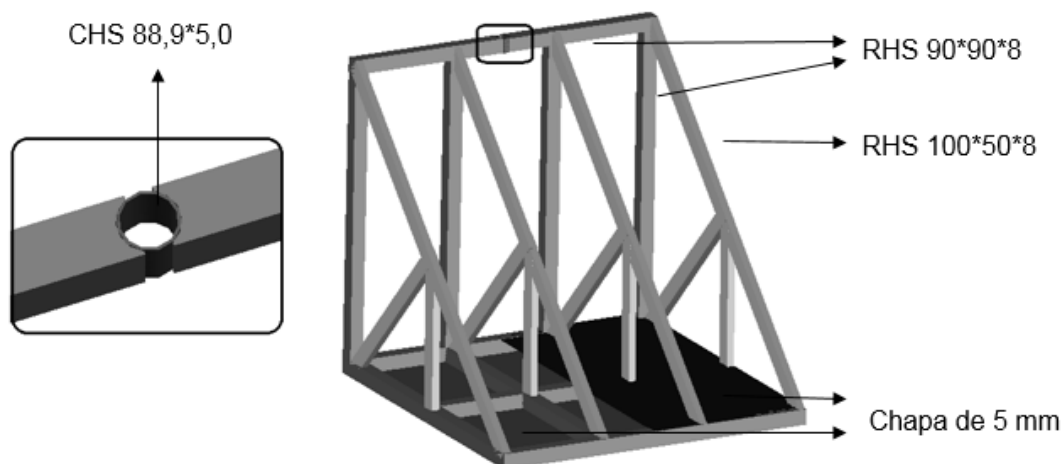


Figura 47: Elementos constituintes da estrutura de fundação

Tabela 15: Características do perfil RHS 90*90*8 [mm]

Perfil	Diâmetro (d)	Espessura (e)	Área (A)	Momento de Inércia (I)	Raio de giração (i)	Módulo Elástico (w_{el})	Módulo Plástico (w_{pl})
RHS 90*90*8	90.0 mm	8.0 mm	25.6 cm ²	281 cm ⁴	3.32 cm	62.6 cm ³	77.6 cm ³

Tabela 16: Características do perfil RHS 100*50*8 [mm]

Perfil	Maior dimensão	Menor dimensão	Espessura (e)	Área (A)	Momento de Inércia YY (I_{yy})	Momento de Inércia ZZ (I_{zz})
RHS 100*50*8	100.0 mm	50.0 mm	8.0 mm	20.8 cm ²	230 cm ⁴	71.7 cm ⁴
	Raio de Giração YY (i_{yy})	Raio de Giração ZZ (i_{zz})	Módulo Elástico YY (w_{elYY})	Módulo Elástico ZZ (w_{elZZ})	Módulo Elástico YY (w_{elYY})	Módulo Elástico YY (w_{elYY})
	3.33 cm	1.86 cm	46.0 cm ³	28.7 cm ³	61.4 cm ³	36. cm ³

Ainda referente à Figura 47, encontram-se representadas duas chapas metálicas com 5 (mm) de espessura. A chapa superior tem a função de contenção dos inertes que irão ser colocados no interior dos equipamentos tipo HESCO e a distribuição do peso das barreiras defensivas pela estrutura de fundação. A chapa inferior tem como função a distribuição das cargas que a estrutura transmite ao terreno de fundação permitindo tensões mais baixas.

Torna-se agora necessário garantir que a fundação possua um comportamento próximo de um corpo rígido. De forma a verificar esta condição considerou-se que a estrutura da fundação se encontrava em consola (situação que traduz a iminência de derrube da torre de vigilância, Figura 48) efetuou-se o carregamento que simula a ação do contrapeso e traçou-se a deformada nos locais assinalados a preto e a vermelho na mesma figura, ver Tabela 17. Analisaram-se estes locais devido à sua posição, pois a preto identifica-se o nó mais distante dos apoios e a vermelho identifica-se o nó que se encontra no centro das barreiras defensivas tipo HESCO.

Os valores apresentados na Tabela 17 foram considerados satisfatórios para a possibilidade de se considerar que a estrutura de fundação se comportava como um corpo rígido.

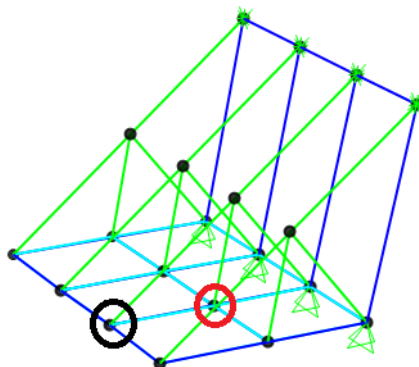


Figura 48: Modelação dos apoios da estrutura para se encontrar em consola

Tabela 17: Deslocamentos verticais do modelo para a estrutura de fundação

Nó	Deformada [mm]
Preto	0.3
Vermelho	0.2

4.3 Estrutura da Cabine

A estrutura da cabine consiste no elemento que efetua a transmissão de esforços do habitáculo para o mastro, visível na Figura 49, utilizando-se perfis circulares CHS 76.1*5.0 para garantir a ligação aos elementos verticais do mastro de acordo com a Figura 44 e perfis retangulares RHS 150*100*10 para suportar o piso da estrutura da cabine.

O dimensionamento deste elemento teve por base a deformada dos perfis retangulares representados na Figura 49, cuja preocupação surgiu devido à existência de vidro nas partes laterais da cabine como se encontra descrito no subcapítulo 2.3.

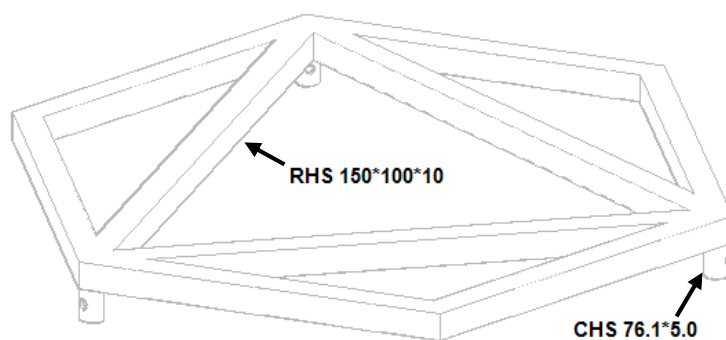


Figura 49: Estrutura de suporte da cabine

A metodologia de cálculo utilizada para o dimensionamento desta parte da torre de vigilância teve as seguintes etapas:

- Definição do modelo de cálculo, Figura 50;
- Modelação dos perfis inicialmente considerados;
- Verificação das deformadas.

O modelo de cálculo teve por base a Figura 49, em que se considerou os perfis circulares como apoios fixos. As ações consideradas no modelo de cálculo encontram-se apresentadas na Tabela 2 e na Tabela 3, capítulo 3, e de acordo com a Figura 27, subcapítulo 2.3.

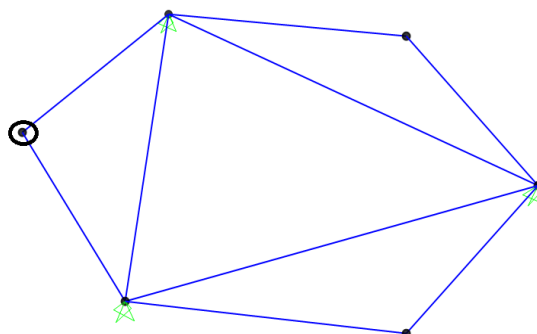


Figura 50: Modelo de cálculo para a definição da estrutura da cabine

Os perfis tubulares circulares foram escolhidos de forma a permitirem o apoio nos perfis constituintes do mastro e de forma a garantirem a verificação das condições de deformabilidade. Os perfis tubulares retangulares inicialmente considerados foram RHS 150*100*10, que apresentam as características apresentadas na Tabela 18.

Tabela 18: Propriedade do perfil CHS 150*100*10 [mm]

Perfil	Maior dimensão	Menor dimensão	Espessura (e)	Área (A)	Momento de Inércia YY (I_{YY})	Momento de Inércia ZZ (I_{ZZ})
RHS 150*100*10	150.0 mm	100.0 mm	10.0 mm	44.9 cm ²	1282 cm ⁴	665 cm ⁴
	Raio de Giração YY (i_{YY})	Raio de Giração ZZ (i_{ZZ})	Módulo Elástico YY (W_{elYY})	Módulo Elástico ZZ (W_{elZZ})	Módulo Elástico YY (W_{elYY})	Módulo Elástico YY (W_{elYY})
	5.34 cm	3.85 cm	171 cm ³	133 cm ³	216 cm ³	161 cm ³

Para a verificação das deformadas, considerou-se que a deformada máxima admissível seria obtida através da equação (33).

$$\delta_{max} = l/1000 = 2 * 1.15/1000 = 0.0023 \text{ m} = 2.3 \text{ mm} \quad (33)$$

em que:

δ_{max} - deformada máxima admissível;

l - vão do perfil, o qual se pode observar na Figura 27.

O local utilizado para a verificação da deformação encontra-se assinalado na Figura 50 com um círculo preto e nele obteve-se uma deformada de 0.5 milímetros (considerou-se as ações permanentes e as sobrecargas), valor inferior a δ_{max} , respeitando assim a verificação da deformação e obtendo-se a confirmação de se poder utilizar o perfil escolhido.

É importante realçar que o dimensionamento da estrutura da cabine se efetuou separadamente do resto da estrutura, esta opção foi tomada apenas com o objetivo da simplificação do modelo de cálculo que constituiu o mastro e a fundação. Contudo, todas as ações que se encontram aplicadas no habitáculo que influenciam o mastro e fundação foram consideradas nos dois modelos.

A estrutura da cabine cria um aumento significativo na rigidez em planta em relação ao resto da estrutura, em consequência disto, foi considerado que o piso apresenta um comportamento de diafragma.

4.4 Estrutura Final

Depois de dimensionados todos os elementos, nomeadamente: materiais, mastro, fundações e estrutura da cabine, efetuou-se a modelação da estrutura no seu todo. Como anteriormente abordado, foram considerados 2 modelos: um referente à estrutura da cabine e outro referente ao mastro e fundações. Na Figura 51 e na Figura 52 são apresentados os dois modelos respetivamente.

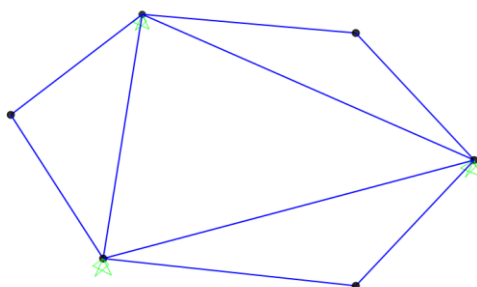


Figura 51: Estrutura da cabine modelada

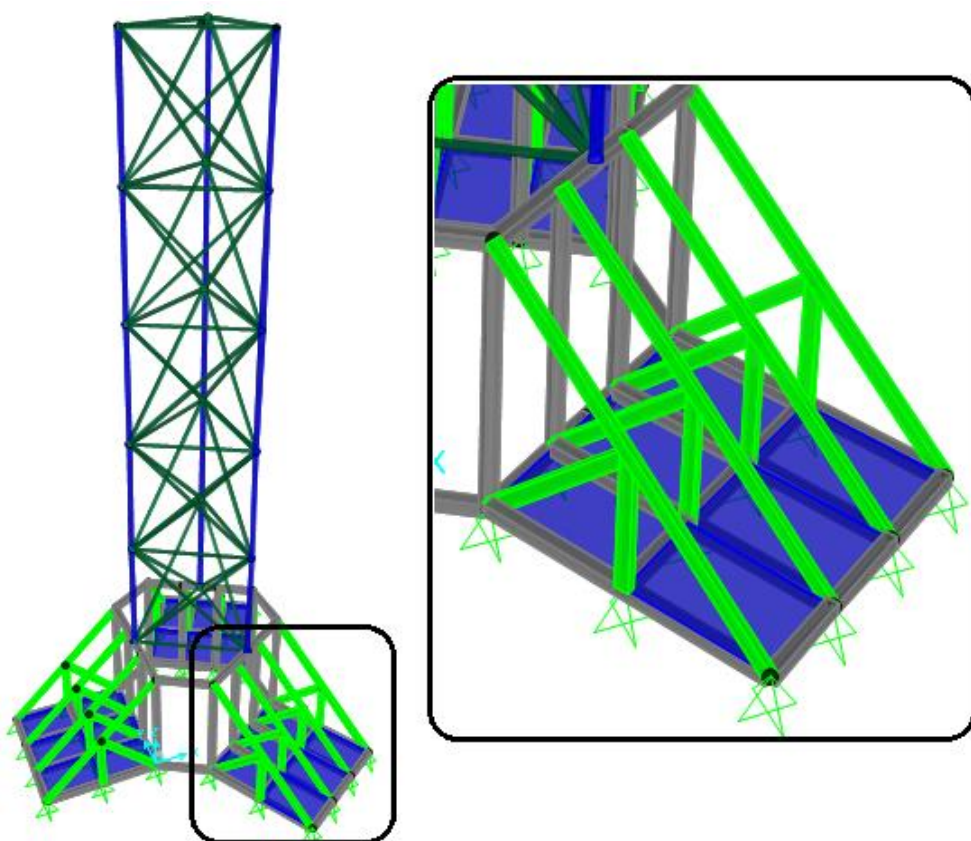


Figura 52: Torre de vigilância modelada

4.5 Análise do modelo

Os programas informáticos de cálculo de estruturas, atualmente utilizados no apoio ao dimensionamento de estruturas, são ferramentas muito úteis e que auxiliam significativamente a tarefa do engenheiro projetista. Através destes programas, é possível efetuar cálculos extremamente complexos num curto período de tempo e com elevado rigor. No entanto, é fundamental que o engenheiro tenha um espírito crítico sobre os resultados obtidos.

Durante a modelação da estrutura podem ocorrer erros na criação do modelo, o que poderá levar a esforços e traçados de deformadas irreais. Torna-se, assim, necessário fazer uma análise crítica do modelo, de forma a permitir uma total confiança nos resultados obtidos pelo programa.

A análise do modelo foi efetuada através da comparação da geometria e dos esforços espectáveis, admitindo-se um erro máximo admissível de 10%.

4.5.1 Comparação da Geometria

A comparação através da geometria consiste em calcular manualmente o peso da estrutura e compará-lo com o obtido no programa de cálculo.

O peso total (*Peso tot*) da estrutura foi obtido manualmente através da equação (34):

$$\begin{aligned} \text{Peso tot} &= \gamma_{\text{aço}} * (\sum c_i * A_i) + \gamma_{\text{aço}} * V_{\text{chapa de aço}} \\ &= 77 * (30 * 0.00132 + 120.9 * 0.00087 + 72.84 * 0.00256 + 63.48 * 0.00208) \\ &\quad + 77 * 0.13 = 45.68 \text{ kN} \end{aligned} \quad (34)$$

em que:

$\gamma_{\text{aço}}$ - peso volúmico do aço;

c_i - comprimento dos perfis;

A_i - áreas dos perfis;

$V_{\text{chapa de aço}}$ - volume das chapas de aço.

O peso total obtido segundo o programa de cálculo: *Peso tot* = 47.13 kN.

Obtendo-se um erro de:

$$\left| \frac{45.68 - 47.13}{47.13} \right| * 100 = 3.1 \% \quad (35)$$

Através deste valor conclui-se que o modelo se encontrava aferido.

4.5.2 Comparação dos Esforços

A comparação dos esforços obtidos através de cálculo manual com os esforços obtidos através do programa *SAP2000* constitui também uma via para se verificar se o modelo apresenta ou não erros.

Através do modelo de carga apresentado na Figura 41 no subcapítulo 4.1 conclui-se que quando a ação variável vento se encontra segundo o eixo Y origina os esforços apresentados na Tabela 19, sendo usada a terminologia exposta na Figura 53.

Tabela 19: Esforços devido à ação do vento segundo Y

Vento segundo Y manualmente	
N1	0.00 kN
N2	$\mp 128.20 \text{ kN}$
N3	$\pm 128.20 \text{ kN}$
Vento segundo Y programa de cálculo	
N1	0.00 kN
N2	$\mp 122.01 \text{ kN}$
N3	$\pm 122.01 \text{ kN}$

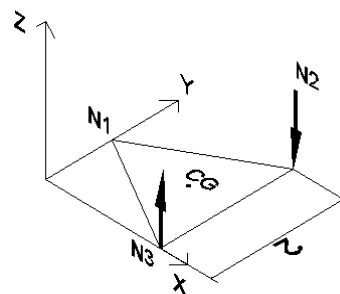


Figura 53: Terminologia

Os esforços obtidos através do programa de cálculo também se encontram apresentados na Tabela 19, obtendo-se o seguinte erro:

$$\left| \frac{128.20 - 122.01}{122.01} \right| * 100 = 5.0\% \quad (36)$$

Através deste valor verifica-se que o modelo se encontra validado.

5 Análise de Esforços e Verificação dos Elementos Estruturais

Depois de modelada a estrutura é necessário identificar as condicionantes associadas de modo a efetuar as respetivas verificações de segurança. Este capítulo surge no seguimento da modelação da estrutura, sendo apresentadas todas as verificações de segurança necessárias para o correto dimensionamento da torre de vigilância. É de realçar que a ação que condicionou todas as verificações foi a ação do vento.

A metodologia utilizada segue as seguintes etapas:

- consideração das ações identificadas no capítulo 3;
- consideração dos perfis apresentados no capítulo 4;
- verificações de segurança;
- apresentação das conclusões;
- apresentação das alterações dos elementos (eventual).

Para a correta compreensão da metodologia utilizada, serão apresentadas as considerações iniciais e em seguida as verificações de segurança através da seguinte ordem:

- verificação de segurança das secções;
- verificação de segurança dos elementos,
- verificação de segurança das ligações;
- verificação das condições de serviço.

Nas verificações de segurança foram apenas analisadas as situações mais gravosas nos perfis mais esforçados, permitindo assim, que todos os elementos possam ser utilizados em qualquer parte da estrutura sem qualquer limitação, facilitando o processo de construção.

5.1 Considerações iniciais

É indispensável abordar as ligações com cavilhas amovíveis efetuadas entre os vários elementos da estrutura ao longo do mastro. Este método de ligação, em alguns casos, afetará os perfis, havendo uma redução das secções do elemento. Na Figura 54 encontram-se os elementos constituintes referentes à ligação dos elementos verticais do mastro e Figura 55 os elementos referentes à ligação dos elementos horizontais do mastro e os contraventamentos. Nas figuras encontram-se os números: 1, 2 e 3, representando as fases de montagem da ligação.

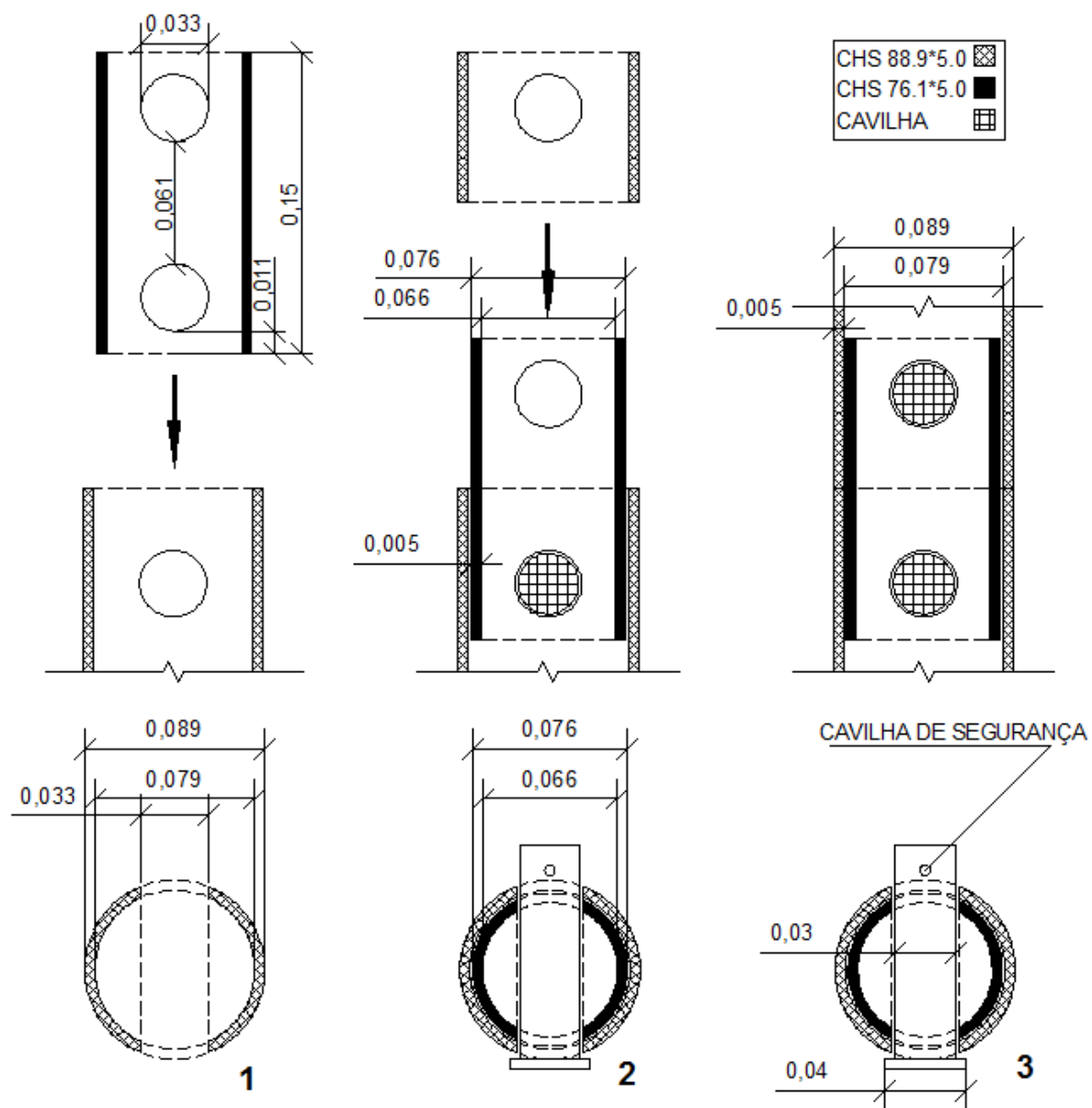


Figura 54: Ligação dos elementos verticais do mastro [m]

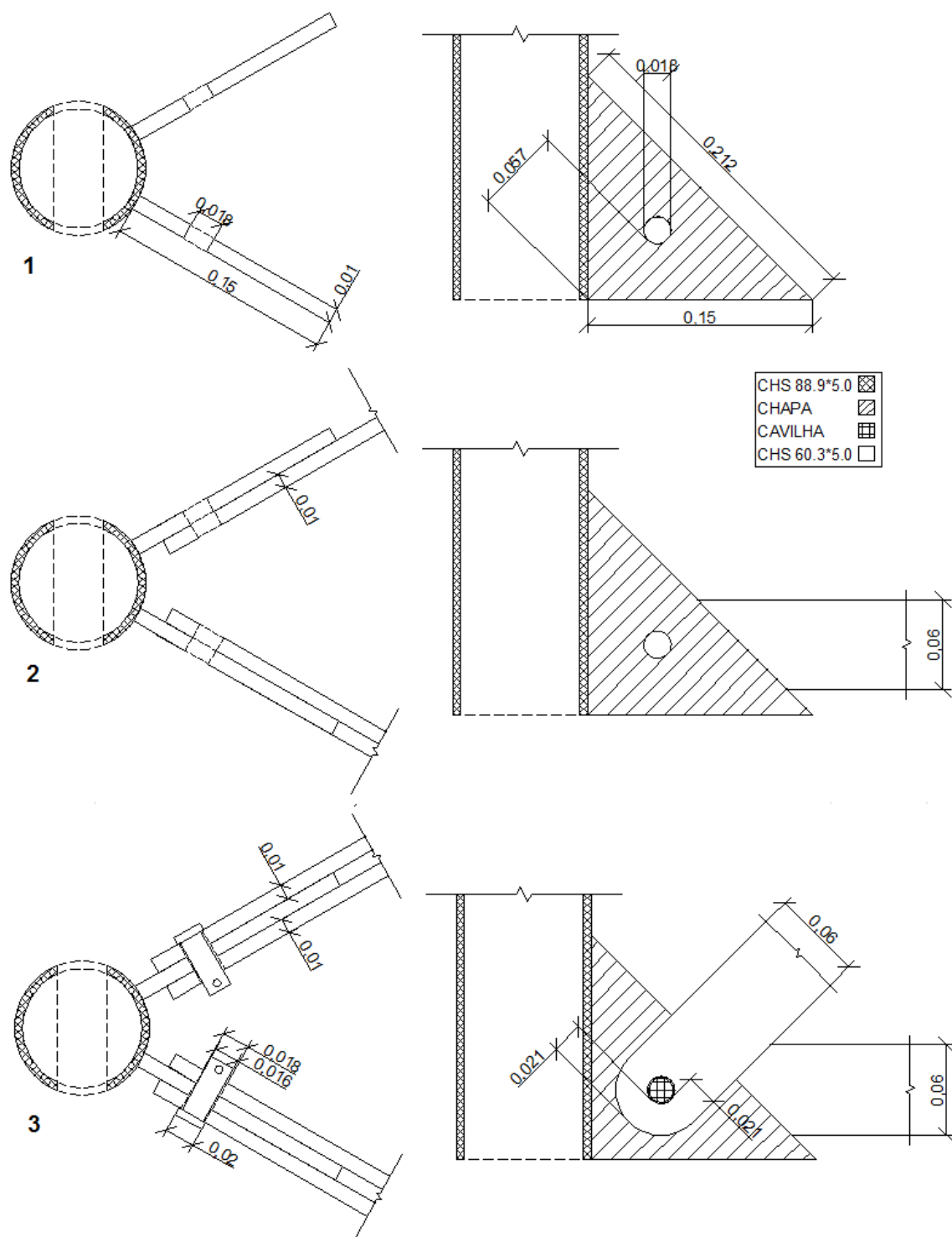


Figura 55: Ligação dos elementos horizontais e contraventamentos [m]

5.2 Verificação de Segurança das Secções

Neste subcapítulo serão efetuadas as verificações de segurança de todas as secções presentes na torre de vigilância.

Os esforços condicionantes encontram-se apresentados na Tabela 20. Como os esforços não foram obtidos segundo a mesma combinação, adotou-se uma metodologia conservativa através da qual os esforços se apresentavam segundo a mesma combinação. De referir que os esforços que só apresentavam algarismos significativos a partir da segunda casa decimal não foram considerados. Os esforços condicionantes do perfil CHS 76.1*5.0 correspondem aos esforços condicionantes do perfil CHS 88.9*5.0. Na Figura 56 são apresentados os eixos de referência para a consulta da Tabela 20.

Tabela 20: Esforços condicionantes dos perfis

Perfis	Esforços (Ed)					
	N [kN]	VY [kN]	VZ [kN]	T [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
CHS 88.9*5.0	±106.93	0.21	0.22	0.00	0.41	0.40
CHS 60.3*2.0	±18.83	0.18	0.00	0.00	0.00	0.13
RHS 90*90*8	±63.01	66.25	9.09	0.20	1.85	15.04
RHS 100*50*10	±11.58	0.33	0.10	0.02	0.06	0.11
RHS 150*100*10	0.00	0.41	0.00	0.06	0.00	0.12

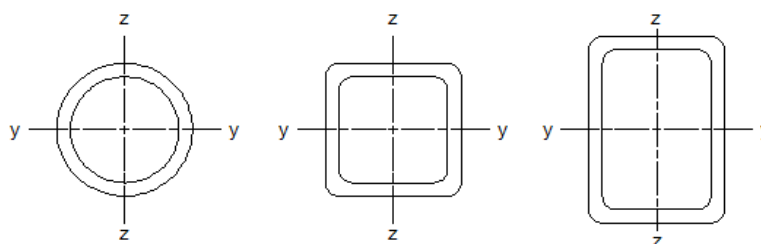


Figura 56: Eixos referentes aos perfis utilizados

No anexo (2), apresentam-se os esforços referentes a todas as combinações, sendo que constam apenas as que contribuirão para a recolha dos esforços condicionantes.

5.2.1 Tração

Para se efetuar a verificação de segurança tem que se respeitar a condição apresentada pela equação (37):

$$N_{t,Ed}/N_{u,Rd} \leq 1.0, \text{ sendo que } N_{u,Rd} = \frac{0.9 * A_{net} * f_u}{\gamma_{M2}} \quad (37)$$

em que:

$N_{u,Rd}$ - valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil;

A_{net} - área útil da secção;

f_u - tensão última;

γ_{M2} ao coeficiente parcial de segurança que toma o valor de 1.25.

A redução em 10 % do valor de cálculo resistente apenas é utilizada nos elementos que apresentam furos de ligação, sendo que os perfis RHS não são afetados por essa redução. Na Tabela 21 encontram-se apresentadas as verificações dos perfis, com exceção do perfil RHS 150*10*10, cuja verificação se dispensa devido ao facto do esforço atuante ser nulo.

Tabela 21: Verificações de segurança face à tração

Perfis	N _{t,Ed} [kN]	Redução	A _{net} [cm ²]	F _u [MPa]	γ _{M2}	N _{u,Rd} [kN]	N _{t,Ed} /N _{u,Rd}
CHS 88.9*5.0	106.93	0.90	9.20	510.00	1.25	337.82	0.32
CHS 76.1*5.0	106.93	0.90	7.20			264.38	0.40
CHS 60.3*5.0	18.83	0.90	4.69			172.22	0.11
RHS 90*90*8	63.01	1.00	25.60			1044.48	0.06
RHS 100*50*10	11.58	1.00	20.80			848.64	0.01

Através da Tabela 21 é possível concluir que se encontram efetuadas as verificações de segurança face à tração.

5.2.2 Compressão

A verificação à compressão é efetuada através da equação (38), observando-se a necessidade de considerar os furos de ligação pois os mesmos não se encontram preenchidos na totalidade, Figura 54 e Figura 55.

$$N_{c,Ed}/N_{c,Rd} \leq 1.0, \text{ sendo que } N_{c,Rd} = \frac{A_{net} * f_y}{\gamma_{M0}} \quad (38)$$

em que:

N_{c,Rd} - valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão;

f_y - tensão de cedência;

γ_{M0} - coeficiente parcial de segurança que toma o valor de 1.0.

Na Tabela 22 apresentam-se as verificações dos perfis solicitados à compressão, bem como as respetivas verificações. Quando os perfis CHS 88.9*5.0 se encontram comprimidos efetuam a transmissão de esforços através das superfícies de contato entre os mesmos elementos e não através do perfil CHS 76.1*5.0. Contudo, efetuou-se a verificação do perfil CHS 76.1*5.0, caso a superfície de contacto de transmissão de esforços, por algum motivo se encontre comprometida, nomeadamente, por desgaste. Através da Tabela 22 é possível concluir que todos os elementos cumprem as condições de segurança face à compressão.

Tabela 22: Verificações de segurança face à compressão

Perfis	N _{c,Ed} [kN]	A _{net} [cm ²]	F _y [MPa]	γ _{M0}	N _{c,Rd} [kN]	N _{c,Ed} /N _{c,Rd}
CHS 88.9*5.0	106.93	9.20	355.00	1.00	326.60	0.33
CHS 76.1*5.0	106.93	7.20			255.60	0.42
CHS 60.3*5.0	18.83	4.69			166.50	0.11
RHS 90*90*8	63.01	25.60			908.80	0.07
RHS 100*50*10	11.58	20.80			738.40	0.02

5.2.3 Momento Fletor

A verificação da condição de segurança face ao momento fletor é efetuada através da equação (39), na qual:

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1.0, \text{ sendo que } M_{pl,Rd} = \frac{w_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}} \quad (39)$$

em que:

M_{Ed} - valor de cálculo do momento fletor atuante;

M_{pl,Rd} - valor de cálculo do momento fletor resistente;

w_{pl} - módulo de flexão plástico.

Na Tabela 23 encontram-se as verificações dos perfis.

Tabela 23: Verificações de segurança face ao momento fletor

Perfis	$M_{Ed,Y}$ [kNm]	$M_{Ed,Z}$ [kNm]	$W_{pl,y}$ [cm ³]	$W_{pl,z}$ [cm ³]	F_y [MPa]	γ_{M0}	$M_{pl,Rd,Y}$ [kNm]	$M_{pl,Rd,Z}$ [kNm]	$M_{Ed,Y}/M_{pl,Rd,Y}$	$M_{Ed,Z}/M_{pl,Rd,Z}$
CHS 88.9*5.0	0.41	0.40	35.20		355.0	1.00	12.50	12.50	0.03	0.03
CHS 76.1*5.0	0.41	0.40	25.30				8.98	8.98	0.05	0.04
CHS 60.3*5.0	0.00	0.13	15.30				5.43	5.43	0.00	0.02
RHS 90*90*8	1.85	15.04	77.60				27.55	27.55	0.07	0.22
RHS 100*50*8	0.06	0.11	61.40	36.30			21.80	12.89	0.00	0.01
RHS 150*100*10	0.00	0.12	216.0	161.0			76.68	57.16	0.00	0.00

Através da Tabela 23 é possível concluir que os momentos fletores podem ser desprezados à exceção do perfil RHS 90*90*8. A torre de vigilância corresponde a uma estrutura treliçada, sendo que os seus esforços transmitem-se essencialmente através de compressão e tração, desprezando-se a verificação a flexão composta.

5.2.4 Esforço Transverso

Por sua vez, o esforço transverso verifica-se através da condição apresentada na equação (40).

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 1.0, \text{ sendo que } V_{pl,Rd} = \frac{A_V * (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (40)$$

em que:

V_{Ed} - valor de cálculo esforço transverso atuante;

$V_{pl,Rd}$ - valor de cálculo do esforço transverso resistente;

A_V - área resistente do esforço transverso.

Na Tabela 24 podem observar-se as verificações de segurança face ao esforço transverso.

Para o perfil CHS 60.3*5.0 considerou-se o valor apresentado na Tabela 20 adicionado de 1.5 kN, cuja parcela simula a ação provocada por um homem em subida para a cabine, de valor 1.0 kN, afetado pelo coeficiente parcial de segurança de 1.5.

Tabela 24: Verificações de segurança face ao esforço transverso

Perfis	$V_{Ed,Y}$ [kN]	$V_{Ed,Z}$ [kN]	$A_{v,y}$ [cm ²]	$A_{v,z}$ [cm ²]	F_y [MPa]	γ_{M0}	$V_{pl,Rd,Y}$ [kN]	$V_{pl,Rd,Z}$ [kN]	$V_{Ed,Y}/V_{pl,Rd,Y}$	$V_{Ed,Z}/V_{pl,Rd,Z}$
CHS 88.9*5.0	0.21	0.22	5.86		355.0	1.00	207.92	207.92	0.00	0.00
CHS 76.1*5.0	0.21	0.22	4.58				162.72	162.72	0.00	0.00
CHS 60.3*5.0	1.68	0.00	2.99				105.99	105.99	0.02	0.00
RHS 90*90*8	66.25	9.09	12.80				454.40	454.40	0.15	0.02
RHS 100*50*8	0.33	0.10	13.87	6.93			492.27	246.13	0.00	0.00
RHS 150*100*10	0.41	0.00	26.94	17.96			956.37	637.58	0.00	0.00

5.2.5 Torção

Através da Tabela 20, é possível observar que os perfis RHS são solicitados a torção, sendo necessário verificar as devidas condições de segurança, através da equação (41).

$$T_{Ed}/T_{Rd} \leq 1 \quad (41)$$

em que:

T_{Ed} - valor de cálculo momento torsor atuante;

T_{Rd} - valor de cálculo do momento torsor resistente da secção transversal.

Os T_{Rd} dos vários perfis solicitados a torção encontram-se calculados no anexo (3).

Na Tabela 25 apresentam-se as verificações de segurança à torção dos elementos que se encontram solicitados.

Tabela 25: Verificação de segurança face à torção

Perfis	T_{Ed} [kNm]	T_{Rd} [kNm]	T_{Ed}/T_{Rd}
RHS 90*90*8	0.20	22.10	0.01
RHS 100*50*8	0.02	11.00	0.00
RHS 150*100*10	0.06	41.32	0.00

Através das verificações das condições de segurança à torção, concluiu-se que as secções dos elementos não se encontram solicitados, significativamente à torção.

5.2.6 Flexão com Esforço Transverso

Segundo a NP EN 1993-1-1 (2010), quando se observa a existência de flexão e esforço transverso, devem considerar-se os efeitos provocados pelo esforço transverso no cálculo do momento fletor resistente e, caso o esforço transverso atuante seja inferior a metade do esforço transverso resistente, o seu efeito pode ser desprezado.

Através do subcapítulo 5.2.4 concluiu-se que o esforço transverso atuante é inferior à metade do esforço transverso resistente em todos os perfis, pelo que o momento fletor resistente não é afetado pelos esforços transversos, mantendo-se a verificação apresentada no subcapítulo 5.2.3.

5.3 Verificações de Segurança dos Elementos

Depois de efetuadas as verificações de segurança da secção, torna-se necessário efetuar as verificações de segurança do ponto de vista do elemento. Estas verificações baseiam-se na possibilidade dos elementos poderem encurvar face aos esforços a que estão sujeitos. Por se tratarem de elementos de secção tubular só se encontram suscetíveis a encurvar face à compressão, excluindo-se a possibilidade de encurvarem face à flexão. Os esforços considerados são os referidos no subcapítulo 5.2 e apresentados na Tabela 20.

5.3.1 Resistência à Encurvadura - Compressão

Quando um elemento se encontra comprimido tem que se verificar as condições em relação à encurvadura, através da condição apresentada na equação (42).

$$N_{t,Ed}/N_{b,Rd} \leq 1.0, \text{ sendo que } N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}} \quad (42)$$

em que:

$N_{b,Rd}$ - valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido;

χ - coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante (neste caso encurvadura por compressão);

γ_{M1} , ao coeficiente parcial de segurança (toma o valor de 1.0).

Segundo a regulamentação, para se efetuar a condição apresentada na equação (42) não é necessário contabilizar os furos das ligações nas extremidades dos elementos.

O coeficiente de redução tem em conta a esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}$, e os fatores de imperfeição, α , devido às curvas de encurvadura. Na Tabela 26 encontram-se apresentados os valores considerados para a verificação da condição exposta na equação (42) e a respetiva verificação de segurança. Não se efetuou esta verificação para o perfil CHS 76.1*5.0 pois devido ao local em que se encontra, Figura 52, não existe a possibilidade deste encurvar. Acrescenta-se ainda que *cur* corresponde à curva de encurvadura.

Tabela 26: Verificação de segurança face à encurvadura

Perfis	$N_{t,Ed}$ [kN]	$\bar{\lambda}$	cur	χ	A [cm ²]	F_y [MPa]	γ_{M0}	$N_{b,Rd}$ [kN]	$N_{t,Ed}/N_{b,Rd}$
CHS 88.9*5.0	106.93	0.89	a	0.74	9.20	355.00	1.00	241.68	0.44
CHS 60.3*5.0	18.83	1.35	a	0.44	4.69			73.26	0.26
RHS 90*90*8	63.01	0.14	a	1.00	25.60			908.80	0.07
RHS 100*50*8	11.58	0.57	a	0.93	20.80			686.71	0.02

Através das verificações é possível concluir que todos os elementos respeitam as condições de segurança quando os elementos se encontram comprimidos.

5.3.2 Conclusões

Devido ao facto da torre de vigilância se constituir numa estrutura treliçada, resulta que os esforços atuantes baseiam-se em compressão e tração, desprezando-se as verificações face a flexão composta. Verificou-se uma exceção com o perfil RHS 90*90*8 resultante da ligação entre o mastro e a estrutura de fundação se efetuar essencialmente por esforço transversal, como se pode observar na Figura 57.

Por as condições de segurança se encontrarem verificadas, e sobredimensionadas, existia a possibilidade de se reduzir as secções dos elementos, mas não se optou por essa metodologia porque a redução da secção transversal dos elementos afetaria o processo de montagem e desmontagem da estrutura e poderia condicionar as ligações, visto que as secções das cavilhas teriam que ser reduzidas adequadamente podendo ser necessário o aumento do número de cavilhas por ligação (este aspeto será abordado no subcapítulo 5.4). Consequentemente, a redução da secção dos elementos contribui para a diminuição da rigidez da estrutura provocando o aumento das vibrações no topo da estrutura (este aspeto será abordado na secção 5.6.1).

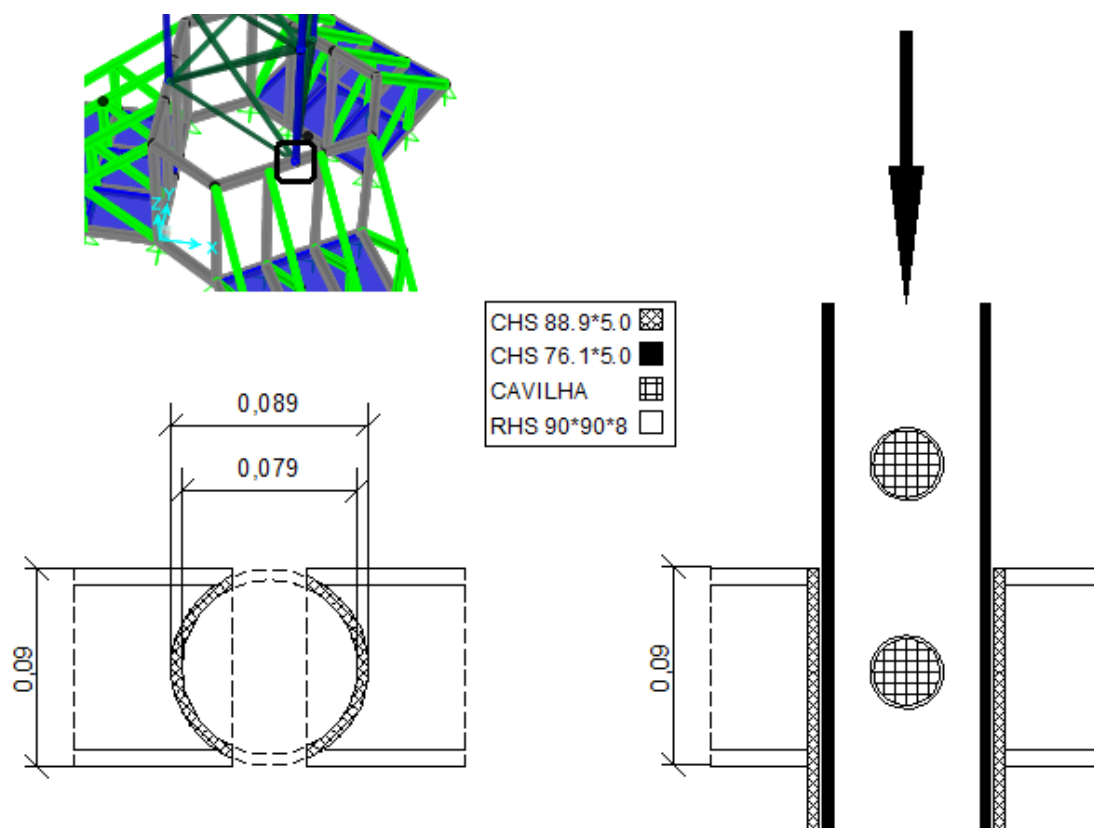


Figura 57: Pormenor da ligação do mastro com a estrutura de suporte

5.4 Verificação de Segurança das Ligações

Depois de efetuadas as verificações necessárias para o correto dimensionamento dos elementos constituintes da torre de vigilância, é necessário fazer o mesmo procedimento para as ligações entre eles. Através desta metodologia é possível assegurar que todos os elementos presentes nas ligações resistem aos esforços atuantes.

A estrutura apresenta dois tipos de ligações: ligações com cavilhas amovíveis e ligações soldadas. Devido ao processo de montagem e desmontagem da estrutura as cavilhas utilizadas serão de categoria A, pelo que não é necessário qualquer pré-esforço ou quaisquer disposições especiais para as superfícies de contacto. Tal permite também assegurar um fácil processo de montagem e desmontagem.

5.4.1 Ligações com Cavilhas

As ligações dos elementos do mastro serão garantidas por cavilhas amovíveis, existindo a possibilidade das mesmas se soltarem. Assim, estas serão imobilizadas através de cavilhas de segurança. Na Figura 58 é apresentado um exemplo tipo de uma cavilha e a respetiva cavilha de segurança sendo as características apresentadas na Tabela 27. As cavilhas de segurança não requerem qualquer verificação de segurança visto que o seu objetivo é simplesmente imobilizar a cavilha responsável pela transmissão de esforços.

As ligações com cavilhas apenas se encontram presentes nos seguintes elementos: CHS 88.9*5.0, CHS 76.1*5.0 e CHS 60.3*5.0, sendo apenas necessário fazer a identificação dos esforços condicionantes, Tabela 28, e respectivas verificações. As cavilhas presentes no perfil CHS 88.6*5.0 também se encontram presentes no perfil CHS 76.1*5.0.

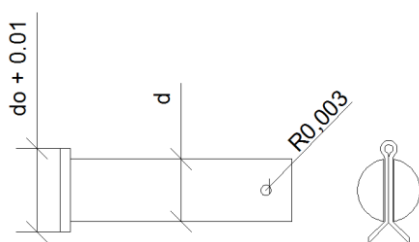


Figura 58: Cavilha, Exemplo tipo

Tabela 27: Características das cavilhas

Perfil	d_0 [cm]	d [cm]	A [cm ²]
CHS 88.9*5.0	3.30	3.00	7.07
CHS 60.3*5.0	1.80	1.60	2.01

d_0 corresponde ao diâmetro do furo e d corresponde ao diâmetro da cavilha.

Tabela 28: Esforços condicionantes para o dimensionamento das ligações através de cavilhas

Perfis	Força de Corte [kN]	
	ELU	ELS
CHS 88.9*5.0	106.93	72.34
CHS 60.3*5.0	18.83	12.81

5.4.1.1 Requisitos Geométricos

Nos elementos ligados com cavilhas é necessário que os mesmos apresentem requisitos geométricos mínimos. Na Figura 59 e Figura 60 são apresentadas as medidas para a verificação de segurança do perfil CHS 60.3*5.0, sendo que se pode constatar que as mesmas se encontram verificadas, através das equações (43) e (44), segundo NP EN 1993-1-8 (2010). A Figura 61 apresenta-se como exemplo de ligação.

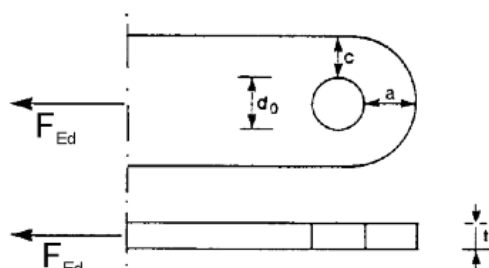


Figura 59: Requisitos geométricos.
Adaptado de NP EN 1993-1-8 (2010)

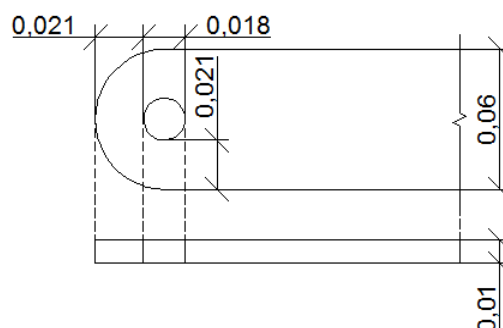


Figura 60: Medidas de extremidade do perfil CHS 60.3*5.0 [m]

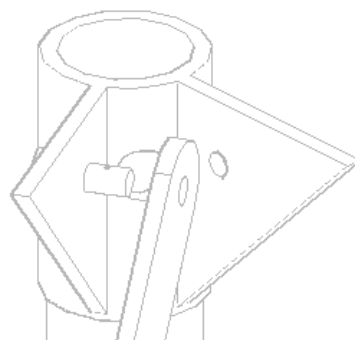


Figura 61: Exemplo da ligação para os contraventamentos e perfis horizontais

$$a \geq \frac{F_{Ed} * \gamma_{M0}}{2 * t * f_y} + \frac{2 * d_0}{3} = \frac{18.33 * 1.00}{2 * 0.01 * 355 * 10^3} + \frac{2 * 0.018}{3} = 0.015 \text{ m} \quad (43)$$

$$c \geq \frac{F_{Ed} * \gamma_{M0}}{2 * t * f_y} + \frac{d_0}{3} = \frac{18.33 * 1.00}{2 * 0.01 * 355 * 10^3} + \frac{0.018}{3} = 0.009 \text{ m} \quad (44)$$

em que:

a - distância entre o orifício do perfil e o fim do mesmo na direção do esforço atuante;

c - distância entre o furo do perfil e o fim do mesmo na direção perpendicular ao esforço atuante;

F_{Ed} - valor de cálculo do esforço atuante.

Referente aos perfis CHS 88.9*5.0 e CHS 76.1*5.0, torna-se apenas necessário verificar a condição apresentada fase à distância “ a ”. Na equação (45) é apresentada a respetiva verificação, concluindo-se que a mesma não é cumprida, sendo necessário aumentar o espaçamento entre cavilhas, Figura 54.

$$a \geq \frac{F_{Ed} * \gamma_{M0}}{2 * t * f_y} + \frac{2 * d_0}{3} = \frac{53.47 * 1.00}{2 * 0.005 * 355 * 10^3} + \frac{2 * 0.033}{3} = 0.037 \text{ m} \Leftrightarrow 0.031 \geq 0.037 \text{ m} \quad (45)$$

Na subsecção 5.4.1.4 é apresentada a respetiva alteração.

5.4.1.2 Resistência ao Corte

Através da consulta da Tabela 20 (ver página 52) observa-se a existência de corte nas cavilhas, sendo necessário efetuar a verificação da resistência destas ao corte e a resistência ao esmagamento das chapas e das cavilhas. Na equação (46) é apresentada a verificação da resistência ao corte.

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} \leq 1, \text{ sendo que } F_{v,Rd} = 0.6 * A * f_{up}/\gamma_{M2} \quad (46)$$

em que:

$F_{v,Ed}$ - valor de cálculo do esforço de corte atuante;

$F_{v,Rd}$ - valor da resistência ao corte da cavilha;

f_{up} - tensão de rotura à tração da cavilha e γ_{M2} ao coeficiente parcial de segurança.

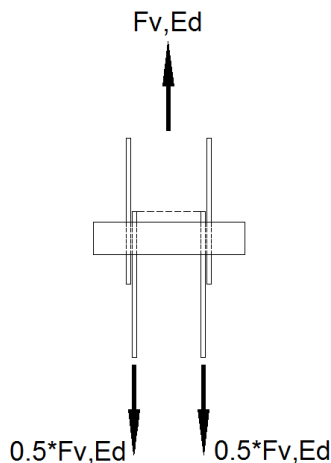


Figura 62: Modelo de cálculo das cavilhas nos perfis 88.9*5.0, $d=0.03$ [m], elementos verticais

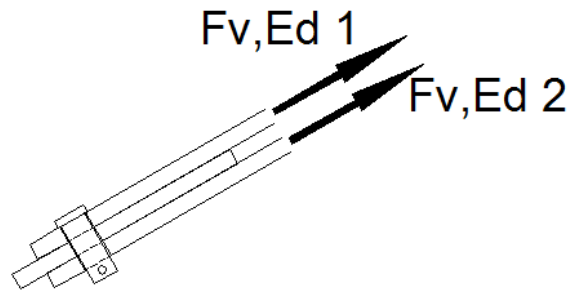


Figura 63: Modelo de cálculo das cavilhas nos perfis 60.3*5.0, $d=0.016$ [m], contraventamentos

Na Figura 62 é apresentado o modelo de cálculo para as cavilhas que irão efetuar as ligações dos elementos verticais do mastro e na Figura 63 o modelo de cálculo para as cavilhas que irão suportar os contraventamentos e elementos horizontais.

Todos os esforços considerados para se efetuarem estas verificações encontram-se na Tabela 28 e na Tabela 29 a respetiva verificação.

Tabela 29: Verificação da segurança face ao corte

Figura	F _{v,Ed} [kN]	A [cm ²]	f _{up} [MPa]	γ _{M2}	F _{v,Rd} [kN]	F _{v,Ed} /F _{v,Rd}
62	53.47	7.07	800.00	1.25	271.43	0.20
63	18.83	2.01			77.21	0.24

Através das verificações observa-se que as cavilhas se encontram sobredimensionadas, sendo possível diminuir o diâmetro das mesmas, através do modelo de cálculo da Figura 62, desde que se comprovem as próximas verificações. Em relação às cavilhas da Figura 63 não se irá efetuar qualquer diminuição do diâmetro para não ser colocado em causa o fácil e rápido manuseamento.

Tendo em consideração a resistência ao esmagamento das chapas e das cavilhas é necessário verificar as condições apresentadas nas equações (47) e (48).

$$F_{b,Ed}/F_{b,Rd} \leq 1, \text{ sendo que } F_{b,Rd} = 1.5 * t * d * f_y / \gamma_{M0} \quad (47)$$

$$F_{b,Ed,ser}/F_{b,Rd,ser} \leq 1, \text{ sendo que } F_{b,Rd,ser} = 0.6 * t * d * f_y / \gamma_{M6,ser} \quad (48)$$

em que:

$F_{b,Ed}$ - valor da resistência em relação à pressão diametral atuante;

$F_{b,Rd}$ - valor da resistência em relação à pressão diametral;

ser - valores referentes a combinação relativa aos estados limites de utilização;

$\gamma_{M6,ser}$ - coeficiente parcial de segurança.

Na Tabela 30 encontram-se apresentadas as respetivas verificações.

Tabela 30: Verificações face ao esmagamento da chapa e das cavilhas

Perfis	F _{b,Ed} [kN]	F _{b,Ed,ser} [kN]	t [m]	d [m]	f _y [MPa]	γ _{M0} e γ _{M6,ser}	F _{b,Rd} [kN]	F _{b,Ed,ser} [kN]	F _{b,Ed} /F _{b,Rd}	F _{b,Ed,ser} /F _{b,Rd,ser}
CHS 88.9*5.0	53.47	36.17	0.005	0.03	640	1.00	144.00	57.60	0.37	0.63
CHS 60.3*5.0	18.83	12.81	0.01	0.016			153.60	61.44	0.12	0.21

5.4.1.3 Pressão Diametral de Contacto

Dado o carácter temporário da torre de vigilância, todas as cavilhas serão montadas mais que uma vez, sendo essa a principal justificação para o facto de serem amovíveis. Face a esta situação torna-se necessário, segundo a NP EN 1993-1-8 (2010), efetuar mais uma verificação de segurança referente à pressão diametral de contacto dada pela equação (49):

$$\sigma_{h,Ed} \leq f_{h,Rd} \Leftrightarrow 0.591 * \sqrt{\frac{E * F_{b,Ed,ser} * (d_o - d)}{d^2 * t}} \leq 2.5 * f_y / \gamma_{M6,ser} \quad (49)$$

em que:

$\sigma_{h,Ed}$ - valor de cálculo da tensão diametral de contacto atuante;

$f_{h,Rd}$ - valor de cálculo da tensão diametral resistente;

E corresponde ao módulo de elasticidade.

Nas equações (50) e (51) apresentam-se as respectivas verificações para as cavilhas que efetuam as ligações nos perfis CHS 76.1*5.0 e CHS 60.3*5.0. A verificação do perfil CHS 76.1*5.0 corresponde também à verificação de segurança do perfil CHS 88.9*5.0.

$$0.591 * \sqrt{\frac{210 * 10^6 * 36.17 * (0.033 - 0.03)}{0.03^2 * 0.005}} \leq 2.5 * 355 * 10^3 / 1.0 \Leftrightarrow 1330 \nless 888 \text{ MPa} \quad (50)$$

$$0.591 * \sqrt{\frac{210 * 10^6 * 12.81 * (0.018 - 0.016)}{0.016^2 * 0.01}} \leq 2.5 * 355 * 10^3 / 1.0 \Leftrightarrow 857 \leq 888 \text{ MPa} \quad (51)$$

Como se pode observar na equação (50), a condição não é verificada. Para ultrapassar este contratempo, optou-se por reforçar a zona de ligação dos perfis, aumentando a sua espessura para o dobro e reduzindo o diâmetro do furo, d_o , ver Figura 64. Na equação (52) apresenta-se a respetiva verificação.

$$0.591 * \sqrt{\frac{210 * 10^6 * 36.17 * (0.032 - 0.03)}{0.03^2 * 0.01}} \leq 2.5 * 355 * 10^3 / 1.0 \Leftrightarrow 768 \leq 888 \text{ MPa} \quad (52)$$

5.4.1.4 Conclusões

Como constatado nas subsecções 5.4.1.1 e 5.4.1.3, foi necessário efetuar certas alterações nas ligações entre os elementos verticais da torre de vigilância. Na Figura 64 são apresentadas as respetivas alterações: à esquerda encontra-se a secção inicialmente considerada e à direita encontra-se a secção com as alterações. De salientar que se encontram representadas apenas as dimensões em que se verificaram alterações. Devido às alterações que o perfil CHS 76.1*5.0 necessita substituiu-se o perfil por um CHS 76.1*10.0.

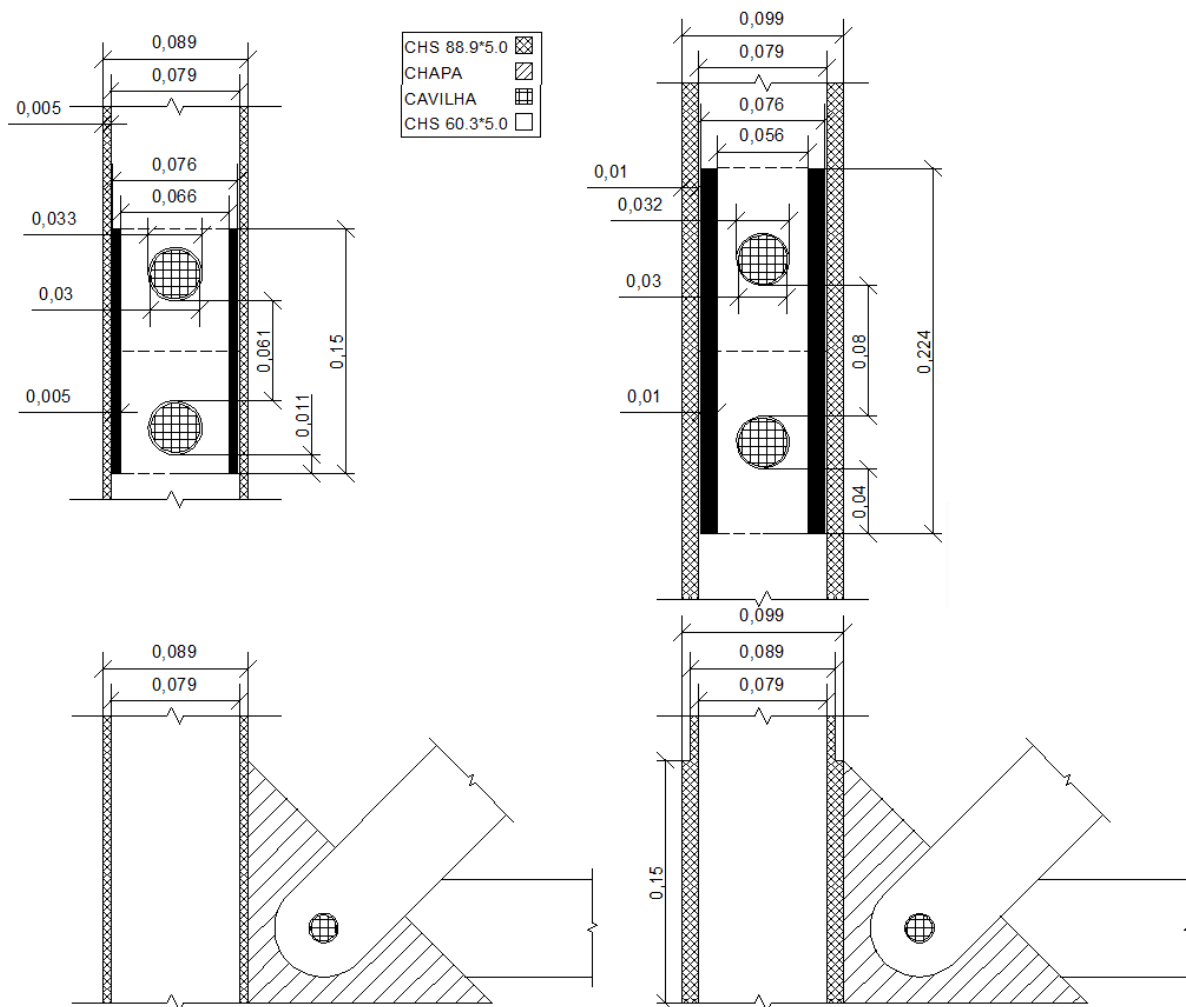


Figura 64: Alteração dos perfis [m]

5.4.2 Ligações Soldadas

Visto que algumas ligações da torre de vigilância serão soldadas, torna-se necessário efetuar a verificação das condições de segurança para os respectivos cordões. A metodologia utilizada passou pelas seguintes etapas:

- identificação do local mais condicionante;
- verificação das condições de segurança, com o objetivo de escolher a espessura do cordão;
- adoção dessa espessura em todas as ligações, sendo que a espessura mínima deve ser superior a 3 milímetros.

O local mais gravoso para o dimensionamento dos cordões de soldadura encontra-se na ligação dos elementos verticais do mastro e da estrutura de suporte, Figura 65. O cordão de soldadura terá que ser capaz de resistir aos esforços que se encontram na Tabela 31, já apresentados na Tabela 20.

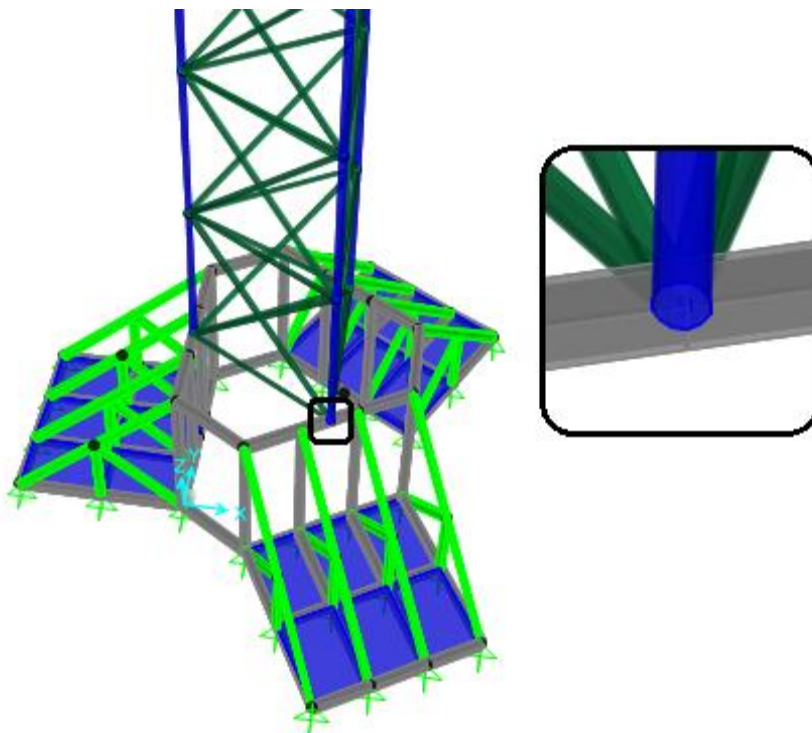


Figura 65: Ligação condicionante

Tabela 31: Esforços condicionantes para o dimensionamento dos cordões de soldadura

Perfil	Esforços (E_d)					
	N [kN]	VY [kN]	VZ [kN]	T [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
RHS 90*90*8	-	66.25	9.09	0.20	1.85	15.04

Na Figura 66 e Figura 67 é apresentado o modelo de cálculo, bem como o comprimento dos cordões de soldadura. De forma simplificada considerou-se que os cordões 2 apresentam o comprimento de 0.09 metros, mas na realidade apresentam um comprimento maior, pois contornam o elemento circular, Figura 57.

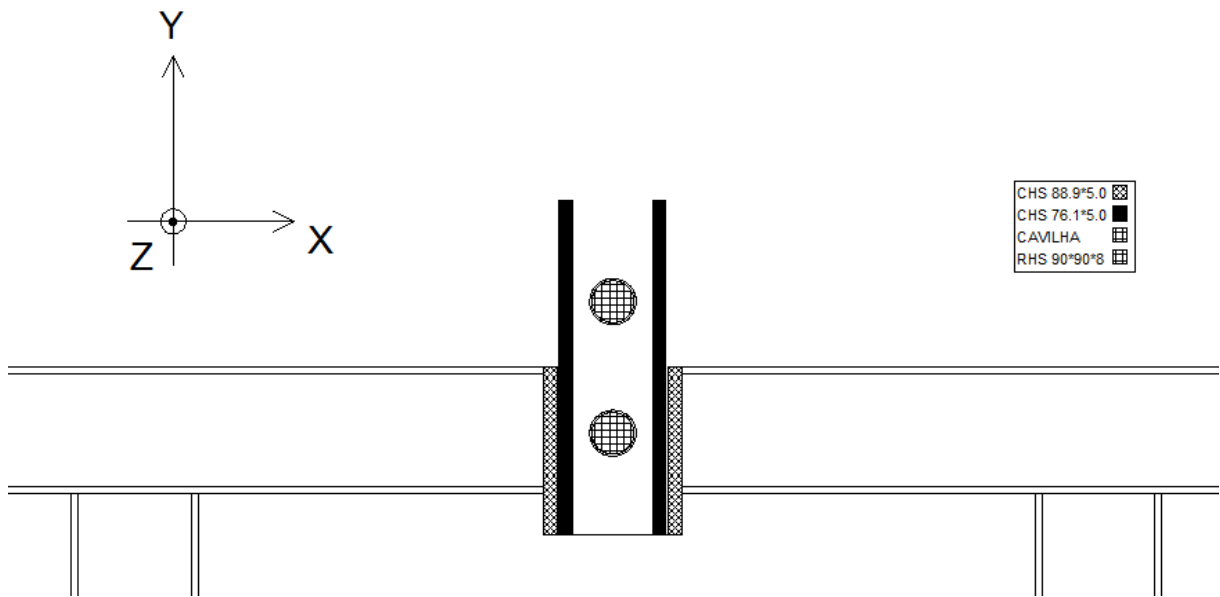


Figura 66: Modelo de cálculo para o dimensionamento do cordão de soldadura, parte 1

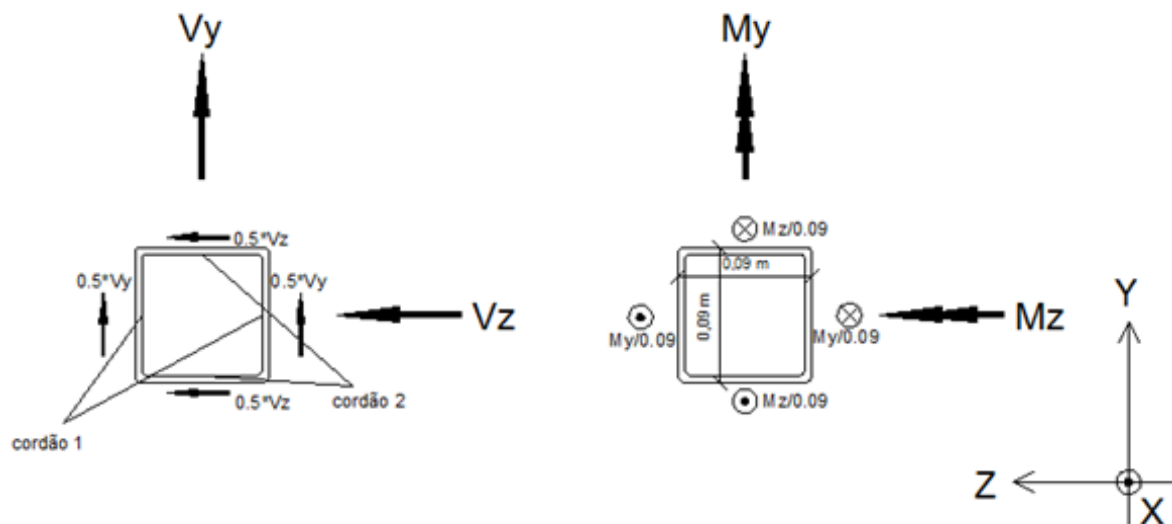


Figura 67: Modelo de cálculo para o dimensionamento do cordão de soldadura, parte 2

Para se efetuar a verificação de segurança da ligação soldada é necessário cumprir a condição apresentada na equação (53).

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = f_{vw,d} * g \text{ sendo que } f_{vw,d} = \frac{f_{ur}/\sqrt{3}}{\beta_w * \gamma_{M2}} \quad (53)$$

em que:

$F_{w,Ed}$ - valor de cálculo do esforço atuante por unidade de comprimento;

$F_{w,Rd}$ - valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento;

$f_{vw,d}$ - valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura;

g - espessura do cordão de soldadura;

f_{ur} - valor nominal da tensão de rotura à tração da peça ligada mais fraca;

β_w - fator de correlação.

Na Tabela 32 são apresentados todos os valores correspondentes à verificação da equação (53) e o valor correspondente à espessura do cordão obtida.

Tabela 32: Verificação dos cordões de soldadura

Cordões	$F_{w,Ed}$ [kNm]	F_u [MPa]	β_w	γ_{M2}	$f_{vw,d}$ [kN/m ²]	g [mm]
1	433	510	0.9	1.25	261732	2
2	1857					7

Através da Tabela 32 pode-se observar que as espessuras obtidas para os cordões de soldadura são muito diferentes. A espessura do cordão 1 encontra-se abaixo do mínimo e no cordão 2 observa-se que apresenta uma elevada dimensão, não sendo uma hipótese económica adotar esta medida em todas as ligações.

Para fazer face a esta situação efetuou-se uma alteração desta ligação, como se pode observar na Figura 68 e na Figura 69. Com a colocação de um novo perfil o comprimento dos cordões segundo o eixo Y aumentam e a distância dos cordões dispostos segundo o eixo Z aumenta.

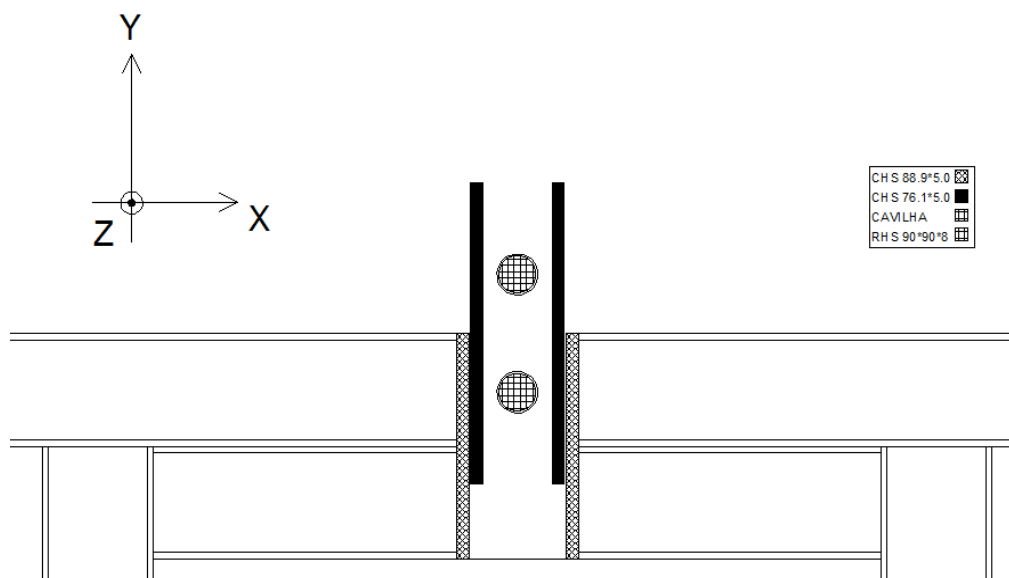


Figura 68: Pormenor da alteração da ligação do suporte de terras e mastro

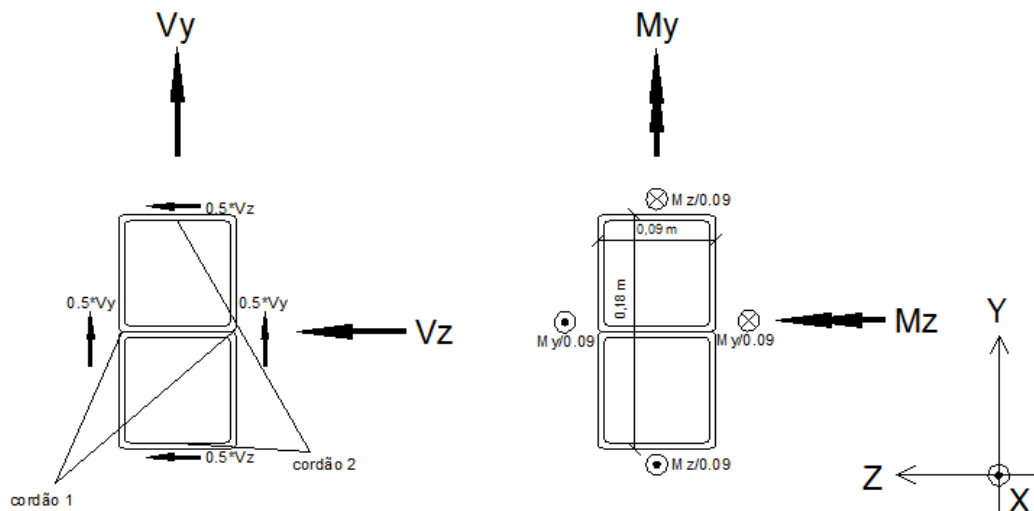


Figura 69: Alteração do modelo de cálculo para o dimensionamento do cordão de soldadura

De acordo com as alterações obtiveram-se os valores apresentados na Tabela 33.

Tabela 33: Verificação dos cordões de soldadura depois da alteração da ligação

Cordões	$F_{w,Ed}$ [kNm]	F_u [MPa]	β_w	γ_{M2}	$f_{vw,d}$ [kN/m ²]	g [mm]
1	217	510	0.9	1.25	261732	1
2	930					4

Segundo isto, todas as ligações soldadas da estrutura irão apresentar um cordão de 4 milímetros.

5.4.2.1 Conclusões

Como se pode constatar na secção 5.4.2, foi necessário fazer uma alteração na estrutura inicialmente considerada para que se obtivesse um cordão de soldadura com uma espessura efetiva aceitável, ou seja, dentro dos parâmetros estipulados pelas normas que serviram de orientação. Deste modo, todas as ligações soldadas apresentam cordões de soldadura com espessuras efetivas não muito superiores ao que efetivamente necessitam, contribuindo também para um custo de execução menor.

Chegou-se à conclusão que todas as ligações soldadas apresentam um cordão com a espessura efetiva de 4 milímetros e que a estrutura da fundação foi alterada, como se pode observar na Figura 68.

5.5 Verificação de Segurança Global da Estrutura

Um dos critérios de verificação de segurança de uma estrutura prende-se, de forma óbvia, com o equilíbrio desta. Na torre de vigilância este aspeto é deveras importante pois a estrutura não apresenta qualquer sistema de fixação ao solo. O equilíbrio será garantido, tal como já abordado anteriormente, através dos módulos tipo HESCO e consoante a disposição em altura da estrutura será necessário um número mínimo de módulos por estrutura de suporte.

Na Tabela 34 são apresentados os parâmetros de verificação do equilíbrio global da estrutura face à estabilidade, derrubamento e deslizamento. Sendo apresentados os números de módulos por

fundação tendo em conta a ação do vento em função da cota a que se encontra a cabine, as tensões no terreno e a respetiva verificação ao deslizamento, através do coeficiente de atrito.

A colocação dos módulos deve ser feita de forma equilibrada, para que a estrutura se encontre sempre estável. Para que esse critério seja cumprido, na Figura 70 são apresentadas as várias disposições dos elementos, da esquerda para a direita: 6 módulos, 5, 4, 3, 2 e 1 módulo. Se pretendido, aquando da montagem da torre de vigilância, pode-se colocar mais módulos além dos necessários, contudo, é necessário que estes sejam dispostos de acordo com a Figura 70.

Tabela 34: Verificação da estabilidade face aos diferentes comprimentos do mastro

Comprimento do mastro [m]	2	4	6	8	10	12
Nº módulos por fundação	1	2	3	4	5	6
σ_{min} [kPa]	3.05	3.49	3.35	2.87	2.31	1.44
σ_{max} [kPa]	10.90	19.89	29.39	39.18	49.05	59.18
Peso da Estrutura [kN]	89.13	155.01	220.88	286.78	352.67	418.54
$F_w \cdot \text{coef. segurança}$ [kN]	14.25	15.90	17.10	18.00	18.75	19.35
Coef. de atrito mínimo	0.16	0.10	0.08	0.06	0.05	0.05

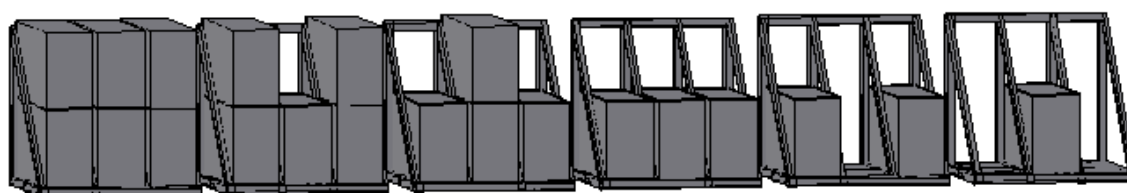


Figura 70: Disposição dos módulos por fundação

Verificou-se através da Tabela 34 que a estrutura respeita os critérios de verificação de segurança face ao derrubamento, visto apresentar para todos os comprimentos do mastro, tensões de compressão e que estas se encontram dentro do espectro das características do solo de categoria B. Face ao deslizamento também se verificou que a estrutura apresenta os critérios de segurança verificados, visto que, os coeficientes de atrito mínimos necessários são inferiores ao que é expectável encontrar entre um painel metálico e o solo.

5.6 Verificação dos Estados Limites de Serviço

Para que uma estrutura apresente todos os critérios de segurança verificados, torna-se também necessário efetuar as verificações referentes aos ELS, concretamente: deslocamentos horizontais e vibrações. Estas verificações encontram-se, principalmente, relacionadas com as condições de conforto dos utilizadores na correta utilização da estrutura.

Para se garantir um comportamento satisfatório de uma estrutura sob a ação das vibrações é necessário que o conforto dos utilizadores não seja comprometido, sendo necessário que a frequência própria da estrutura se mantenha dentro de certos limites. A torre de vigilância apresenta uma frequência própria de 2.69 Hz. Torna-se também necessário comparar a frequência própria da estrutura com a frequência do vento. Para se evitarem situações de excitação por turbulência, a frequência própria do edifício deve ser superior a 1 Hz, o que se verifica.

5.6.1 Deslocamentos Horizontais

Segundo as normas consideradas, o limite imposto a considerar face à verificação dos deslocamentos horizontais é determinado pela equação (54) presente NA NP EN 1993-1-1 (2010). De realçar que no topo da estrutura os deslocamentos horizontais deverão ser reduzidos ao mínimo, pois poderão condicionar a utilização de equipamento militares.

$$\delta_{max} = \frac{L}{250} = \frac{2 * 12}{250} = 0.096 \text{ m} = 9.6 \text{ cm} \quad (54)$$

em que:

L - corresponde a duas vezes o vão real da consola.

Os deslocamentos horizontais máximos considerados para se efetuar esta verificação ocorrem quando o mastro apresenta uma altura de 12 metros, como se pode observar na Figura 71, e quando solicitado à ação variável vento, situação mais gravosa. Os deslocamentos presentes serão resultado da deformação dos elementos devido a ação variável, sobretudo deformação axial dos elementos verticais, e da folga existente entre o diâmetro das cavilhas e o diâmetro dos orifícios onde as mesmas serão inseridas (ver Tabela 27). Os deslocamentos horizontais face ao vento encontram-se apresentados na Tabela 35.

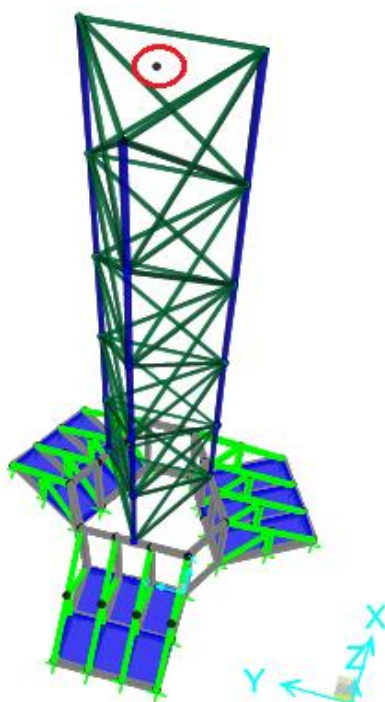


Figura 71: Local da medição dos deslocamentos

Tabela 35: Deslocamentos na cabine face à ação do vento

Direções do vento	X		Y		X45Y	
Direções dos deslocamentos	X	Y	X	Y	X	Y
δ [cm]	1.31	-	-	1.31	0.93	0.93

Quando um elemento vertical do mastro é sujeito a um esforço axial, ocorre um deslocamento no local da ligação de 2 milímetros, correspondendo à totalidade das folgas consideradas como se pode observar na Figura 72. Estes deslocamentos provocam a rotação dos módulos de 2 metros do mastro, originando por sua vez um deslocamento horizontal de 3 milímetros no local assinalado na Figura 73.

Concluiu-se assim que consoante o número de módulos o deslocamento horizontal na cabine será naturalmente diferente. Se o mastro tiver a altura máxima de 12 metros apresentará 5 módulos de 2 metros), que corresponderá a um deslocamento horizontal de $3 \times 5 = 15$ milímetros, sendo que este valor deve ser adicionado ao considerado na Tabela 35, chegando-se deste modo aos valores apresentados na Tabela 36.

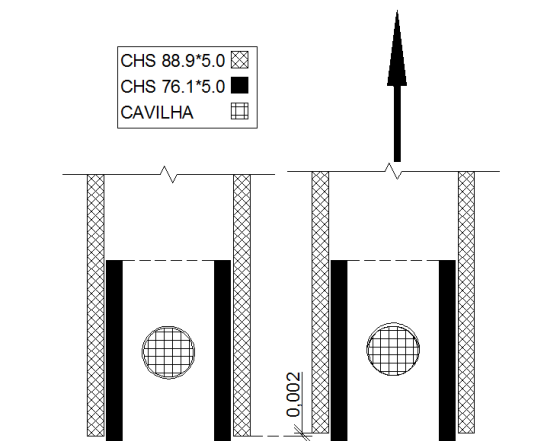


Figura 72: Deslocamento na ligação devido a esforço axial [m]

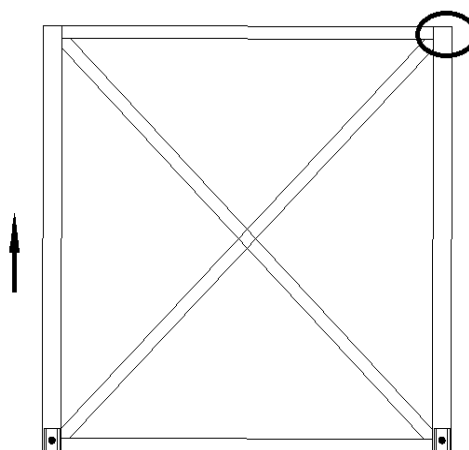


Figura 73: Local onde se verificou o deslocamento devido à folga nas ligações

Tabela 36: Deslocamentos finais

Direções do vento	X		Y		X45Y	
Direções dos deslocamentos	X	Y	X	Y	X	Y
δ [cm]	2.81	-	-	2.81	2.43	2.43

Através da Tabela 36 é possível concluir que a verificação de segurança apresentada na equação (65) é verificada.

6 Processo de Montagem e Desmontagem

Depois de modelada a estrutura e de terem sido efetuadas as verificações de segurança, é necessário descrever o processo de montagem e desmontagem da estrutura. Neste capítulo serão apresentadas todas as condições necessárias para a montagem e transporte da estrutura, seguido de um quadro de materiais. Este quadro apresenta os diferentes tipos de elementos constituintes da estrutura, a sua quantidade e a respetiva referência que servirá de auxílio ao processo de montagem, para que seja possível cruzar os dados entre o respetivo quadro e o processo de montagem.

6.1 Condições necessárias para a montagem e transporte

A estrutura não apresenta qualquer condicionante face à localização de montagem. A torre de vigilância foi dimensionada de forma a poder ser colocada ao serviço em qualquer local de Portugal. No caso de se pretender montar a estrutura fora de Portugal, será necessário verificar se o local é mais condicionante e fazer as respetivas verificações.

Face às condições do terreno, o mesmo terá que ser nivelado e compactado devendo corresponder a um terreno de categoria B, Tabela 37. Caso se pretenda utilizar a estrutura num terreno com características de resistência inferior, é necessário efetuar as verificações face à resistência do terreno e à ação sísmica. Para a implantação da estrutura é necessário garantir uma área de 7x7 (m).

Tabela 37: Características do tipo de terreno. Adaptado de NP EN 1998-1 (2010)

Tipo de Terreno	Descrição	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT}	c_u [kPa]
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.	360-380	>50	>250

A torre de vigilância foi desenvolvida de forma a ser facilmente transportada, sendo esse um dos principais objetivos. Para o cumprir, uma das preocupações que se teve foi que as dimensões dos elementos não deveriam condicionar o seu transporte. Todos os elementos podem ser transportados dentro de contentores marítimos e das viaturas do Exército Português destinadas ao transporte de material, sendo o seu peso total 4.7 toneladas.

Durante o transporte todos os elementos devem encontrar-se bem acondicionados de forma a não sofrer danos que possam condicionar a montagem da estrutura ou a sua resistência.

Antes da montagem, toda a estrutura deve ser verificada, bem como o equipamento necessário à sua execução. A verificação deve conter os seguintes passos:

- identificação de todos os elementos;
- verificação se todos reúnem as condições necessárias para a sua utilização;
- verificação de todos os equipamentos necessários a sua montagem.

Todos estes passos devem ser executados por uma equipa que já tenha recebido formação prévia.

6.2 Quadro de Materiais

Na Tabela 38 encontram-se os elementos constituintes da estrutura e a sua quantidade, sendo que no anexo (4) se encontram os desenhos esquemáticos de todos os elementos.

Tabela 38: Quadro de materiais.

Descrição	Número	Referência
Estrutura de Suporte de Terras	3	001
Barreiras Defensivas tipo HESCO	18	002
Perfil 88.9*5.0	15	003
Perfil 76.1*10.0	15	004
Perfil 60.3*5.0 [2 m]	15	005
Perfil 60.3*5.0 [2.83 m]	30	006
Perfil 60.3*5.0 [1 m]	6	007
Plataforma da cabine	1	008
Cavilha 30	33	009
Cavilha 16	60	010
Cavilha de Segurança	93	011
Escadas	6	012

Na Tabela 38 encontram-se mencionados os materiais que não foram abordados ao longo do trabalho: Perfil 60.3*5.0 [1m] e escadas.

O Perfil 60.3*5.0 [1m] não foi considerado dado que a sua função é simplesmente alinhar as estruturas de fundação, não sendo essenciais para o equilíbrio da estrutura, Figura 74.

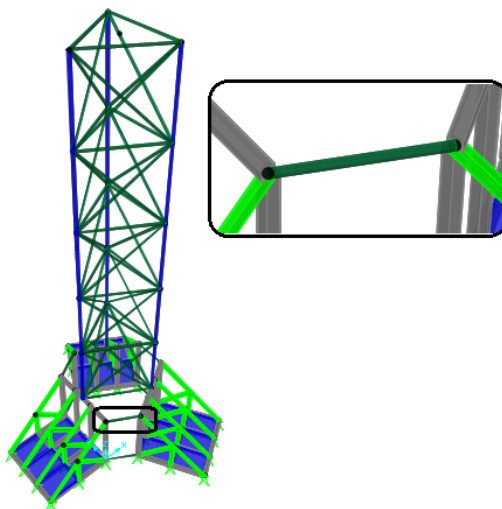


Figura 74: Pormenor do elemento 60.3*5.0 [1m]

Dado que o acesso à cabine, através de uma escada, não foi dimensionado na dissertação, optou-se por escolher a título ilustrativo um modelo que já é comercializado atualmente. As únicas condicionantes para a escolha estão relacionadas com a necessidade dos módulos de escadas terem 2 metros e terem que se unir de forma simples entre eles e fixar à estrutura através de um gancho. A exigência do sistema de gancho deve-se ao facto de não condicionar a secção útil do elemento onde se irá efetuar a ligação. Na Figura 75 apresenta-se um exemplo desse sistema de fixação.



Figura 75: Sistema de fixação pretendido para as escadas. Adaptado de Andaimes Martins (2015)

6.3 Manual de Montagem e Desmontagem

Este subcapítulo tem como objetivo apresentar o manual de montagem e desmontagem da estrutura, no qual se mostram os passos essenciais e o material necessário. Estes processos foram desenvolvidos teoricamente, sendo necessário efetuar ensaios experimentais para os validar e, se pertinente, otimizá-los, aferindo o processo, o número de pessoas necessário e o equipamento mais adequado.

O processo de montagem desenvolvido é composto por 13 etapas, apresentadas na Tabela 39, na qual se identifica cada um e o respetivo material utilizado, (ver em conjunto com o anexo (4)). Consoante a disposição pretendida, algumas etapas poderão repetir-se. O processo de desmontagem apresenta as mesmas etapas que o processo de montagem, à exceção da primeira, sendo efetuado pela ordem inversa.

Tabela 39: Etapas do processo de montagem

Etapas	Função	Material	Equipamento
1	Nivelar o terreno [7x7 m]	-	Retroescavadora
2	Disposição das estruturas de suporte de terras e alinhamento, com ajuda da plataforma da cabine	3x[001]; [008]	Retroescavadora /Grua
3	Trancar a posição das estruturas de suporte de terras	6x[007]	-
4	Remoção da plataforma da cabine, colocação das barreiras defensivas HESCO (de acordo com a altura) e enchimento das mesmas	[008]; [002]	Retroescavadora
5	Disposição dos elementos vertical (com ajuda da plataforma da cabine)	3x[003]; [008]	-
6	Colocação dos elementos horizontais e travamento dos mesmos com as cavilhas	3x[005]; 6x[010]	-
7	Colocação dos contraventamentos e travamentos dos mesmos com as cavilhas e colocação das cavilhas de segurança	6x[006]; 6x[010]; 12x[011]	-
8	Colocação dos perfis CHS 76.1*10.0 e respetiva fixação através das cavilhas e cavilhas de segurança	3x[004]; 3x[009]; 3x[011]	-
9	Retirar a plataforma da cabine e colocação dos elementos verticais segundo a horizontal	[008]	Retroescavadora /Grua
10	Repetição das etapas 5/6/7/8/9 de acordo com a altura pretendida	-	-
11	Colocação das escadas	[012]	-
12	Elevação do mastro e união as estruturas de suporte	3x[001]; 3x[004]; 3x[009]; 3x[011]	Grua
13	Colocação da estrutura da cabine e respetiva fixação	[008]; 3x[009]; 3x[011]	Grua

7 Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

7.1 Conclusões

Na elaboração deste trabalho foi possível concluir que atualmente já existem diversas estruturas utilizadas para a vigilância. O Exército Português utiliza-as nas FND quando fornecidas pela organização internacional em que estão inseridas.

As estruturas utilizadas atualmente baseiam-se em equipamentos de elevação, como a Skywatch Frontier, e em estruturas metálicas pré-fabricadas, de que é exemplo a torre da UN já fornecida ao Exército Português. Todos estes equipamentos apresentam desvantagens, sendo que a torre de vigilância desenvolvida nesta dissertação tenta suprimi-las. As principais desvantagens prendem-se com a sua portabilidade e transportabilidade, adaptabilidade a diferentes missões e a necessidade de se efetuarem significativas intervenções no terreno, de forma a garantir a sua adequada colocação em serviço. A par disto, existe a necessidade de suprir a dependência atual das FND de outras organizações quando necessita de utilizar este tipo de infraestruturas.

Face a estas situações, nasce a principal motivação para a elaboração desta dissertação: o desenvolvimento de uma estrutura modular e portátil, ajustável ao leque variável das missões atribuídas ao Exército Português.

O processo de dimensionamento da estrutura iniciou-se pela definição das características que se pretendiam que a torre de vigilância detivesse: cabine com capacidade para 2 pessoas, cota da cabine variável, reduzida área de implantação, diminuta intervenção no terreno e que o processo de montagem e desmontagem fosse o mais simples possível.

Definidas as características essenciais, passou-se ao estudo dos critérios de dimensionamento mais pertinentes e as principais ações atuantes, considerando-se as combinações de ações e os respetivos materiais.

Através do programa de cálculo *SAP2000* foi efetuada a modelação da estrutura, chegando-se à conclusão que as ligações requeriam especial atenção. Isto porque era necessário que as ligações fossem simples e com o menor número de elementos possível. Através do referido programa de cálculo foi também possível concluir que a ação condicionante da estrutura é a ação variável vento. Devido à disposição dos elementos ao longo do mastro, observou-se que a transmissão de esforços se efetuava essencialmente através do esforço axial.

Para reduzir as intervenções no terreno não se considerou a hipótese de se efetuarem sapatas. De forma a se garantir o equilíbrio global da estrutura foram desenvolvidos contrapesos compostos por uma estrutura metálica onde se colocam barreiras defensivas tipo HESCO. Estas barreiras são já muito utilizadas pelo Exército Português em que se aproveitam vários tipos de inertes para garantir proteção. Na torre de vigilância a sua função não será garantir a proteção mas sim o equilíbrio.

Depois de modelada a estrutura e efetuadas todas as verificações de segurança foi possível desenvolver o processo de montagem e desmontagem da estrutura. Para que tal seja possível apenas é necessário garantir uma área de 7x7 (m) de terreno nivelado e compactado, com as características de um solo de categoria B.

O processo de montagem da torre de vigilância é efetuado em 13 fases, sendo que os equipamentos necessários são exclusivamente: os veículos de transporte, uma retroescavadora e uma

grua. Os veículos de transporte têm como função movimentar a estrutura, a retroescavadora tem a função de nivelar o terreno e auxiliar em algumas fases do processo de montagem, e a grua tem como função a elevação dos materiais ao longo do processo.

7.2 Desenvolvimentos Futuros

Este trabalho teve como objetivo o desenvolvimento estrutural de uma torre de vigilância modular e portátil, contudo foram levantados alguns pontos com interesse para investigações futuras.

Começando pelas ações consideradas para o dimensionamento da estrutura, poderá ser estudada a ação do vento durante o processo de montagem e desmontagem, no comportamento da cabine com as janelas abertas, os seus efeitos nos elementos constituintes do mastro e a atuação em todas as direções. Estes estudos poderão ser efetuados com o auxílio do túnel de vento de forma a conseguir uma abordagem mais próxima da realidade.

No que toca ao material utilizado na estrutura, poderá ser estudada a utilização de um material mais leve por forma a reduzir o peso da estrutura, conseguindo-se assim facilitar o seu transporte como, por exemplo, o Light Steel Framing.

Relativamente às deformadas consideradas na estrutura efetuou-se uma abordagem simplificada devido às folgas existentes nas cavilhas. Poderá efetuar-se o estudo destas mesmas folgas através da construção de um modelo à escala real.

Ao longo desta dissertação apenas foi desenvolvida a estrutura da torre pelo que, seria pertinente estudar as condições de utilização da cabine, nomeadamente a sua climatização e iluminação. Neste estudo deverá ser garantido que todos os materiais não coloquem em causa as condições de segurança dos elementos que se irão encontrar na cabine.

O processo de montagem e desmontagem da estrutura assentou em considerações exclusivamente teóricas, sendo que, o mesmo deveria ser revisto em termos reais com vista a validar a sua praticabilidade e necessidade de melhorias como forma de otimizar os procedimentos, os equipamentos e o número de elementos mais adequado.

Poderá também ser equacionada a possibilidade de se elaborar uma ficha técnica, de forma a recolher todas as características da estrutura, todas as recomendações e a descrição dos processos de montagem e desmontagem.

Finalmente, será também pertinente efetuar um estudo sobre o custo de produção da torre de vigilância, tendo em consideração que a sua utilização e vulgarização poderá contribuir numa mais-valia para os órgãos fabris do exército.

Referências Bibliográficas

Andaimes Martins, <http://www.andaimesmarts.com/#!/zoom/cube/c18mg>, consultado em Julho de 2015.

British Standard Glass in building – Security glazing – Testing and classification of resistance against bullet attack (BS EN 1063 2000), CEN, 1999, ISBN: 0-580-36105-5.

British Standard Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts (BS EN 1993-3-1 2006), BSI, ISBN: 978-0-580-54892-5.

Coronel de Infantaria João Duarte, 2012, *Manual da Prova de Aptidão Militar*, Comando de Instrução e Doutrina, Évora.

CSI, Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, SAFE® and CSIBridge™, Computers and Structures, Inc, 2011.

David Shankbone, *West Bank Checkpoint*, 2007, http://religion.wikia.com/wiki/Israel_Defense_Forces_checkpoint?file=West_Bank_checkpoint_by_David_Shankbone.jpg, consultado em Setembro de 2014.

Defesanet, *Exército Brasileiro começa a receber novo lote de pontes Logistic Support Bridge*, 15 de Agosto de 2013, <http://www.defesanet.com.br/terrestre/noticia/11839/Exercito-Brasileiro-comeca-a-receber-novo-lote-de-pontes-Logistic-Support-Bridge/>, consultado em Fevereiro de 2015.

Exército Português, 2010, <http://www.exercito.pt/meios/Paginas/ViatTact.aspx>, consultado em Julho de 2015.

Flir, Skywatch™, 2014, <http://www.flir.com/surveillance/display/?id=65026>, consultado em Novembro de 2014.

Frank Gormlie, *If the police get their tower, what does that make us?*, 13 de Janeiro de 2009, <http://obrag.org/?p=3323>, consultado em Outubro de 2014.

HESCO, *Recoverable Units*, <http://www.hesco.com/recoverable-units>, consultado em Fevereiro de 2015.

JBT Telecom, *Torres de Vigilância*, 2014, <http://jbt-telecom.com.br/foto4>, consultado em Novembro de 2014.

José Pequeno, Paulo Cruz, Jorge Branco Construção em Madeira, *Torres Turística Transportável*, Outubro de 2011, https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/16092/1/CM45_TTT_Out.2011.pdf, consultado em Novembro de 2014.

Kable, *No barrier to progress – HESCO gabions form future fortifications*, 22 de Agosto de 2012, <http://www.army-technology.com/features/featurehesco-gabion-barrier-future-fortifications/featurehesco-gabion-barrier-future-fortifications-4.html>, consultado em Fevereiro de 2015.

Lakeland Police Department, *Skywatch Tower to be used in Safe Holiday's Plan*, 27 de Novembro de 2013, <https://www.lakelandgov.net/lpd/LPDBlog/TabId/4567/PostId/516/skywatch-tower-to-be-used-in-safe-holidays-plan.aspx>, consultado em Novembro de 2014.

Mundo em fotos, *Jornada para casa canadense de Vancouver a Courtenay*, 2012, <http://www.world-in-pictures.ru/puteshestvie-kanadskogo-doma-iz-vankuvera-v-kortni/>, consultado em Fevereiro de 2014.

Norma Portuguesa Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas (NP EN 1990), LNEC, Dezembro de 2009.

Norma Portuguesa Eurocódigo 1 – Acções em estruturas Parte 1-1: Acções gerais Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios (NP EN 1991-1-1 2009), LNEC, Dezembro de 2009.

Norma Portuguesa Eurocódigo 1 – Acções em estruturas Parte 1-4: Acções gerais Acções do vento (NP EN 1991-1-4 2010), LNEC, Março de 2010.

Norma Portuguesa Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (NP EN 1993-1-1 2010), LNEC, Março de 2010.

Norma Portuguesa Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço Parte 1-8: Projecto de ligações (NP EN 1993-1-8 2010), LNEC, Março de 2010.

Norma Portuguesa Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios (NP EN 1998-1 2010), LNEC, Março de 2010.

Patinha, Sérgio Miguel Pinto de Almeida (2011), *Construção Modular – Desenvolvimento da ideia: Casa numa caixa*, Tese de mestrado, Universidade de Aveiro, Aveiro.

Paulo, R. B., *Coordenação modular: breve história e aspetos importantes*, Ulbra, São Paulo, 2005, ISBN: 85-7528-148-8.

Plano Brasil, *Segundo lote de pontes (LSB) Logistic Support Bridge para o Exército Brasileiro*, 23 de Agosto de 2013, <http://www.planobrazil.com/segundo-lote-de-pontes-lsb-logistic-support-bridge-para-o-exercito-brasileiro/>, consultado em Fevereiro de 2015.

Polit, *Jornada para casa Canadiana*, 2012, <http://polit.pro/dir/1-1-0-1495#3>, consultado em Fevereiro de 2014.

Porta-King Building Systems, *Prefabricated Towers*, 2014, <http://www.portaking.com/product/prefabricated-towers.html>, consultado em Novembro de 2014.

Robert O'Brien, *Police-Trexpo West: Tactical Toys*, 22 de Abril de 2014, <http://www.policemag.com/blog/swat/story/2010/04/police-trexpo-west-tactical-toys.aspx>, consultado em Outubro de 2014.

Sojitz Aerospace Corporation, *Sky Watch Frontier*, 2014, <http://www.sojitz-aero.com/security/skywatch/frontier/>, consultado em Outubro de 2014.

Taddei Rashi Awad, *Quais são as “fortificações de campo” da guerra moderna*, 8 de Dezembro de 2014, <https://www.lebwindow.net/121919>, consultado em Fevereiro de 2015.

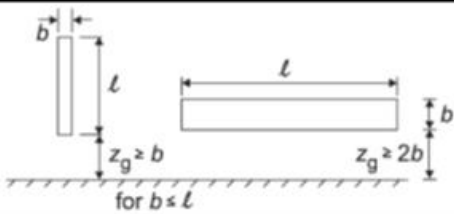
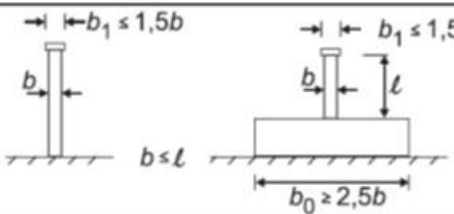
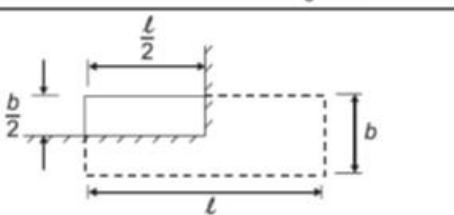
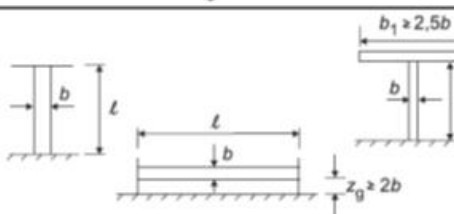
U.S. Navy, *How Cities Keep People Out*, 31 de Janeiro de 2014, <http://www.citylab.com/design/2014/01/how-cities-keep-people-out/8266/>, consultado em Fevereiro de 2014.

Wilan, <http://wilan.es/wilan/index.php/productos/otras-fabricaciones>, consultado em Novembro de 2014.

Anexos

Anexo 1 – Esbelteza efetiva, λ , e Índice de cheios, φ

De acordo com a EN 1991-1-4 (2010), λ deve ser definida em função das dimensões da construção e da sua posição. Como se pode observar no seguinte quadro.

No.	Position of the structure, wind normal to the plane of the page	Effective slenderness λ
1		For polygonal, rectangular and sharp edged sections and lattice structures: for $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 1,4 \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is smaller
2		for $\ell < 15$ m, $\lambda = 2 \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is smaller For circular cylinders: for $\ell \geq 50$, $\lambda = 0,7 \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is smaller for $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is smaller
3		For intermediate values of ℓ , linear interpolation should be used
4		for $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 0,7 \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is larger for $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is larger For intermediate values of ℓ , linear interpolation should be used

Legenda:

for $b \leq \ell$

para $b \leq \ell$

A esbelteza assume o valor de:

$$\lambda = 2 * l/b$$

Visto que:

$$b = 2.31 ; l = 2.5 ; z_g = 12 ; z_g \geq b ; b \leq l$$

É possível concluir que a esbelteza assume o seguinte valor:

$$\lambda = 2 * 2.5/2.31 = 2.16$$

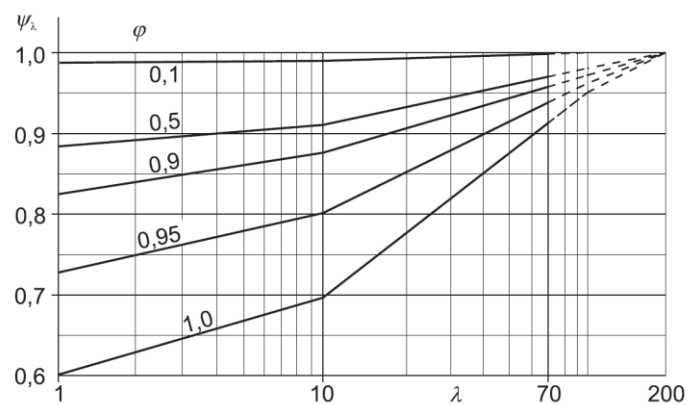
Por sua vez o índice de cheio é através da seguinte equação:

$$\varphi = \text{Soma das áreas projetadas dos elementos} / \text{área limitada pelo contorno}$$

Visto que a cabine não apresenta buracos e as janelas encontram-se fechadas em caso de tempestade, é possível obter o seguinte índice de cheios:

$$\varphi = \frac{2.31 * 2.5}{2.31 * 2.5} = 1$$

Através da obtenção da esbelteza e do índice de cheios foi possível considerar que o coeficiente de efeitos de extremidade assume o valor de 0.63, como se pode observar no seguinte gráfico.



Anexo 2 – Esforços obtidos referentes a cada combinação

Perfil	Combinações	Esforços						
		N (kN)		VY (kN)	VZ (kN)	T (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
CHS 88,9*5,0	ELU1	-	-19,22	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01
	ELU2	-	-58,08	0,21	0,01	0,00	0,01	0,40
	ELU2	79,27	-	0,21	0,00	0,00	0,00	0,40
	ELU3	-	-93,43	0,01	0,22	0,00	0,41	0,00
	ELU3	65,17	-	0,00	0,21	0,00	0,39	0,00
	ELU4	-	-102,63	0,15	0,16	0,00	0,29	0,29
	ELU4	50,65	-	0,15	0,14	0,00	0,28	0,28
	ELU5	-	-62,39	0,21	0,01	0,00	0,01	0,40
	ELU5	74,97	-	0,21	0,00	0,00	0,00	0,39
	ELU6	-	-97,74	0,01	0,22	0,00	0,41	0,01
	ELU6	60,86	-	0,00	0,21	0,00	0,39	0,00
	ELU7	-	-106,93	0,15	0,16	0,00	0,29	0,29
	ELU7	46,35	-	0,14	0,14	0,00	0,28	0,27
	ELS1	-	-42,82	0,14	0,01	0,00	0,01	0,27
	ELS1	48,75	-	0,14	0,00	0,00	0,00	0,26
	ELS2	-	-66,21	0,01	0,15	0,00	0,27	0,00
	ELS2	39,52	-	0,00	0,14	0,00	0,26	0,00
	ELS3	-	-72,34	0,10	0,11	0,00	0,20	0,19
	ELS3	29,84	-	0,10	0,10	0,00	0,19	0,18
	SISMO X1	15,57	-15,57	0,04	0,00	0,00	0,00	0,07
	SISMO Y1	13,48	-13,48	0,00	0,04	0,00	0,07	0,00
	SISMO X2	43,63	-43,63	0,10	0,00	0,00	0,00	0,19
	SISMO Y2	37,78	-37,78	0,00	0,10	0,00	0,19	0,00
CHS 60,3*5,0	ELU1	-	-4,79	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELU1	-	-4,61	0,00	0,00	0,00	0,00	0,13
	ELU1	5,72	-	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELU2	-	-14,42	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELU2	-	-14,29	0,00	0,00	0,00	0,00	0,09
	ELU2	16,54	-	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELU3	-	-17,72	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELU3	-	-17,59	0,00	0,00	0,00	0,00	0,09
	ELU3	15,37	-	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELU4	-	-17,75	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELU4	-	-17,62	0,00	0,00	0,00	0,00	0,09
	ELU4	13,34	-	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELU5	-	-15,50	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELU5	-	-15,32	0,00	0,00	0,00	0,00	0,13
	ELU5	17,81	-	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELU6	-	-18,80	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELU6	-	-18,62	0,00	0,00	0,00	0,00	0,13
	ELU6	16,65	-	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELU7	-	-18,83	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELU7	-	-18,65	0,00	0,00	0,00	0,00	0,13
	ELU7	14,61	-	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELS1	-	-10,64	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELS1	-	-10,51	0,00	0,00	0,00	0,00	0,09
	ELS1	12,24	-	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELS2	-	-12,80	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELS2	-	-12,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,09
	ELS2	11,41	-	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELS3	-	-12,82	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELS3	-	-12,68	0,00	0,00	0,00	0,00	0,09
	ELS3	6,18	-	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00
	SISMO X1	2,18	-2,18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	SISMO Y1	2,45	-2,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	SISMO X2	6,50	-6,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	SISMO Y2	6,88	-6,88	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Perfil	Combinações	Esforços						
		N (kN)		VY (kN)	VZ (kN)	T (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
RHS 90*90*8	ELU1	-	-14,00	0,28	0,19	0,01	0,13	0,15
	ELU1	-	-0,49	13,49	2,10	0,01	0,28	1,53
	ELU2	-	-35,87	0,76	0,48	0,02	0,30	0,42
	ELU2	1,40	-	46,61	5,98	0,20	1,20	10,55
	ELU2	43,80	-	0,01	1,19	0,02	1,68	0,00
	ELU3	-	-55,01	1,28	0,68	0,03	1,01	1,80
	ELU3	36,03	-	0,83	0,47	0,02	0,68	1,18
	ELU3	-	-2,32	57,29	7,91	0,18	1,60	12,95
	ELU4	-	-60,09	1,36	0,84	0,03	1,16	1,95
	ELU4	-	-1,79	63,25	8,62	0,20	1,75	14,36
	ELU4	27,91	-	0,00	0,73	0,01	1,04	0,00
	ELU5	-	-39,07	0,82	0,53	0,02	0,33	0,45
	ELU5	1,28	-	43,62	5,51	0,20	1,10	9,87
	ELU5	40,87	-	0,00	1,11	0,02	1,57	0,00
	ELU6	-	-59,02	1,35	0,72	0,03	0,37	0,81
	ELU6	-	-1,51	60,82	8,34	0,18	1,70	13,83
	ELU6	33,10	-	0,76	0,44	0,01	0,63	1,08
	ELU7	-	-63,01	1,42	0,89	0,03	1,22	2,04
	ELU7	-	-1,90	66,25	9,09	0,20	1,85	15,04
	ELU7	24,99	-	0,00	0,65	0,01	0,93	0,01
	ELS1	-	-26,97	0,57	0,36	0,01	0,23	0,31
	ELS1	0,82	-	28,22	3,54	0,13	0,70	6,39
	ELS1	26,41	-	0,00	0,72	0,01	1,02	0,00
	ELS2	-	-40,16	0,92	0,49	0,02	0,25	0,55
	ELS2	-	-1,04	41,29	5,68	0,12	1,16	9,39
	ELS2	20,87	-	0,51	0,29	0,01	0,41	0,71
	ELS3	-	-43,28	1,01	0,54	0,02	0,28	0,61
	ELS3	-	-1,30	44,90	6,18	0,13	1,26	10,19
	ELS3	15,93	-	0,00	0,42	0,01	0,59	0,01
	SISMO X1	8,88	-8,88	0,01	0,24	0,00	0,14	0,01
	SISMO X1	0,30	-0,30	9,43	1,28	0,03	0,26	2,14
	SISMO Y1	7,75	-7,75	0,18	0,10	0,00	0,05	0,11
	SISMO Y1	0,19	-0,19	8,21	1,11	0,03	0,23	1,87
	SISMO X2	24,89	-24,89	0,02	0,67	0,01	0,95	0,01
	SISMO X2	0,84	-0,84	26,41	3,59	0,10	0,73	5,98
	SISMO Y2	21,72	-21,72	0,51	0,28	0,01	0,40	0,71
	SISMO Y2	0,53	-0,53	23,01	3,11	0,08	0,63	5,23
RHS 100*50*10	ELU1	-	-3,03	0,17	0,00	0,00	0,01	0,01
	ELU1	0,37	-	0,24	0,02	0,00	0,01	0,05
	ELU2	-	-6,61	0,10	0,01	0,00	0,03	0,01
	ELU2	1,98	-	0,22	0,06	0,01	0,04	0,07
	ELU2	6,89	-	0,18	0,01	0,00	0,04	0,03
	ELU3	-	-10,03	0,08	0,02	0,01	0,05	0,02
	ELU3	0,35	-	0,17	0,02	0,00	0,01	0,04
	ELU3	5,56	-	0,17	0,01	0,00	0,03	0,03
	ELU4	-	-10,87	0,07	0,02	0,01	0,05	0,02
	ELU4	3,63	-	0,27	0,09	0,02	0,06	0,10
	ELU5	-	-7,31	0,14	0,01	0,00	0,03	0,01
	ELU5	2,04	-	0,28	0,06	0,01	0,04	0,08
	ELU5	6,18	-	0,22	0,01	0,00	0,04	0,03
	ELU6	-	-10,73	0,12	0,02	0,01	0,05	0,02
	ELU6	3,29	-	0,32	0,09	0,02	0,06	0,10
	ELU6	4,86	-	0,21	0,01	0,00	0,03	0,03
	ELU7	-	-11,58	0,12	0,02	0,01	0,05	0,02
	ELU7	3,69	-	0,33	0,10	0,02	0,06	0,11
	ELS1	-	-5,08	0,11	0,01	0,00	0,02	0,00
	ELS1	1,29	-	0,21	0,04	0,01	0,02	0,06
	ELS1	3,92	-	0,16	0,01	0,00	0,02	0,02
	ELS2	-	-7,33	0,09	0,01	0,00	0,03	0,01
	ELS2	2,20	-	0,23	0,06	0,01	0,04	0,07
	ELS2	3,06	-	0,15	0,01	0,00	0,02	0,02
	ELS3	-	-7,90	0,09	0,01	0,00	0,04	0,01
	ELS3	2,47	-	0,24	0,07	0,02	0,04	0,08
	SISMO X1	1,55	-1,55	0,01	0,00	0,00	0,01	0,00
	SISMO Y1	1,36	-1,36	0,01	0,00	0,00	0,01	0,00
	SISMO X2	4,35	-4,35	0,03	0,02	0,00	0,02	0,01
	SISMO Y2	3,73	-3,73	0,02	0,02	0,00	0,02	0,01
RHS 150*100*10	ELU	-	-	0,41	0,00	0,06	0,00	0,12

Anexo 3 – Momentos Torsores Resistentes

Os momentos torsores resistentes foram calculados de acordo com a seguinte equação:

$$\sigma_{Rd} = \frac{T_{Rd}}{2 * A_m * t} \text{ sendo que } \sigma_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

em que:

σ_{Rd} - valor da tensão tangencial;

T_{Rd} - valor de cálculo do momento tisor resistente da secção transversal;

A_m - área em relação à linha média e t corresponde à espessura do elemento.

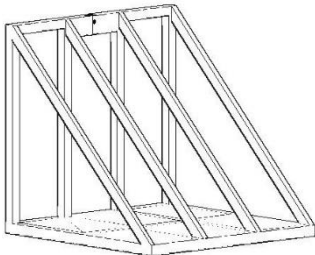
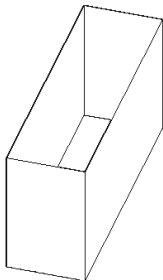
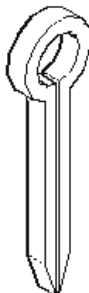
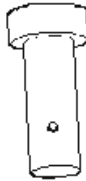
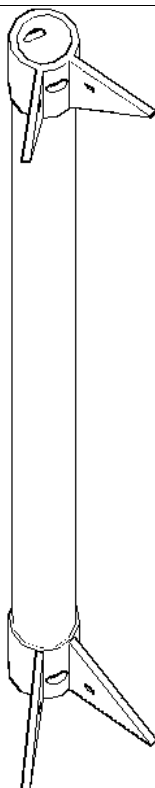
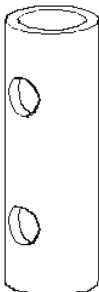
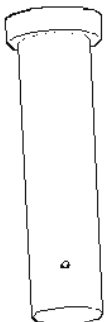
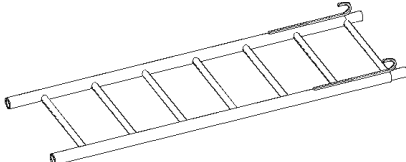



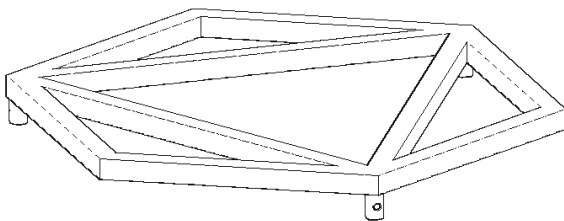
Em seguida são apresentado os momentos torsores resistentes dos perfis RHS 90*90*8, RHS 100*50*8 e RHS 150*100*10, respetivamente.

$$\frac{355 * 10^3}{\sqrt{3}} = \frac{T_{Rd}}{2 * 67.24 * 10^{-4} * 0.008} \Leftrightarrow T_{Rd} = 22.05 kNm$$

$$\frac{355 * 10^3}{\sqrt{3}} = \frac{T_{Rd}}{2 * 36.00 * 10^{-4} * 0.008} \Leftrightarrow T_{Rd} = 11.81 kNm$$

$$\frac{355 * 10^3}{\sqrt{3}} = \frac{T_{Rd}}{2 * 126.00 * 10^{-4} * 0.008} \Leftrightarrow T_{Rd} = 41.92 kNm$$

Anexo 4 – Processo de Montagem

						
3x [001]		18x [002]		93x [011]	60x [010]	
						
15x [004]		33x [009]		6x [012]		15x [003]
						
15x [005]	30x [006]	6x [007]		1x [008]		

